

# DIPLOMARBEIT

## Master Thesis

### **Weißer Wannan – Ein technischer und wirtschaftlicher Vergleich von Ortbeton- und Elementwänden**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades  
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

**Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald GÖGER**

und als verantwortlich mitwirkender Assistent

**Univ.Ass. DI Leopold WINKLER**

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement

von

**Matthias Julian HÜBSCH, BSc.**

**0827064**

Johann Wiesmayergasse 5  
2332 Hannersdorf

Hannersdorf, am 11.10.2016

.....  
(Matthias Hübsch)



*Am Ende wird alles gut.*

*Wenn es nicht gut ist, ist es noch nicht das Ende.*

*- Oscar Wilde*



## Danksagung

An dieser Stelle möchte ich bestimmten Personen meinen Dank im Zusammenhang mit meinem absolvierten Studium und der Diplomarbeit ausrichten.

Eingangs danke ich Herrn Em.O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c. Hans Georg Jodl dafür, dass er es mir gestatte mein Diplomarbeitsthema eigenständig zu definieren und abzugrenzen. Das ist nicht selbstverständlich und dafür bedanke ich mich herzlich.

Nach der Emeritierung von Herrn Prof. Jodl erklärte sich Herr Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald Goger sofort dazu bereit meine Arbeit zu beurteilen und die Diplomprüfung abzuhalten, wofür ich mich bedanken möchte.

Herrn Dipl.-Ing. Leopold Winkler danke ich dafür, dass er immer für mich verfügbar und erreichbar war, wenn ich Fragen hatte oder Unterstützung benötigte. Außerdem bin ich sehr dankbar für seine raschen und konstruktiven Korrekturarbeiten.

Weiters möchte ich Herrn DI Ernst Kuttner danken, der mir vor mittlerweile sechs Jahren die Möglichkeit gab, in seinem Ziviltechnikerbüro Fuß zu fassen und mich in dieser Zeit immer unterstützt hat.

Den unzähligen Gesprächspartnern von verschiedenen Firmen danke ich vielmals für ihre Unterstützung. Nur durch ihren Input konnte diese Diplomarbeit zu dem werden, was sie nun ist.

All meinen Freunden gebührt sehr großer Dank, da sie mir eine äußerst wichtige Stütze während des Studiums waren. Im Zusammenhang mit dem Studienalltag möchte ich Manuel Stanzel, Arman Masic und Filip Köhler erwähnen. Wir haben unzählige Stunden gemeinsam vor Skripten und Berechnungen verbracht und uns gegenseitig motiviert und unterstützt.

Mein größter Dank gilt allerdings meinen Eltern Silvia und Peter Hübsch. Sie haben mir immer vorgelebt, was es heißt strebsam zu sein und Ziele erreichen zu wollen. Nun habe ich auch durch ihre Hilfe einen weiteren Lebensabschnitt gemeistert. Ich danke Euch von ganzem Herzen!



# Inhaltsverzeichnis

DANKSAGUNG.....	V
INHALTSVERZEICHNIS.....	VII
KURZFASSUNG .....	XI
ABSTRACT .....	XIII
1 EINLEITUNG .....	1
1.1 Zielsetzung.....	1
1.2 Aufbau der Diplomarbeit.....	2
2 WASSEREINWIRKUNG AUF KELLERGESCHOSSE.....	3
2.1 Gegenüberstellung der Regelwerke für Österreich und Deutschland .....	6
2.2 Fazit der Gegenüberstellung .....	8
3 ARTEN DER ABDICHTUNG GEGEN DRÜCKENDES WASSER .....	11
3.1 Schwarze Wanne .....	11
3.2 Weiße Wanne .....	14
3.3 Braune Wanne .....	15
3.4 Vergleich der Abdichtungsvarianten .....	16
4 KONSTRUKTIVE GRUNDLAGEN DER WEISSEN WANNE .....	19
4.1 Normative Regelung bzw. Richtlinien .....	19
4.1.1 Ortbetonbauweise .....	19
4.1.2 Elementwandbauweise .....	19
4.2 Bemessung der Kelleraußenwände im GZT und GZG .....	20
4.2.1 Statisches Modell .....	21
4.2.2 Belastungsgrößen .....	23
4.3 Feuchtetransport durch einen Stahlbetonquerschnitt.....	25
4.4 Ortbetonbauweise gemäß ÖBV Richtlinie - Weiße Wannens .....	26
4.4.1 Klassifizierung .....	26
4.4.2 Einwirkungen.....	28
4.4.3 Bemessung .....	30
4.4.4 Beton .....	33
4.5 Elementwandbauweise gemäß VÖB Richtlinie.....	35
4.5.1 Aufbau einer Elementwand .....	36
4.5.2 Bewehrung der Elementwände .....	38
4.5.3 Beton .....	40
4.5.4 Wanddicke.....	43
4.6 Fugen und deren Abdichtung .....	45
4.6.1 Fugenarten .....	45
4.6.2 Fugenabdichtung.....	45
5 PRODUKTION DER ELEMENTWÄNDE .....	49
5.1 Palettenumlaufanlage.....	49
5.1.1 Umlaufpalette als Beförderungsmittel .....	50
5.1.2 Transportsystem.....	51
5.2 Produktionsablauf .....	52
5.2.1 Reinigung und Beölung .....	53
5.2.2 Großplotter und Schalungsroboter .....	54

5.2.3	Arbeitsplatzsystem .....	55
5.2.4	Bewehren .....	56
5.2.5	Betonieren .....	58
5.2.6	Verdichten .....	60
5.2.7	Aushärten .....	61
5.2.8	Einwenden: Vereinigung von 1. und 2. Fertigteilplatte .....	63
5.2.9	Kipptisch .....	64
5.2.10	Lagerung im Werk .....	65
5.3	Transport zur Baustelle .....	66
5.3.1	Zulässige Abmessungen und Massen .....	66
5.3.2	Sattelzugmaschine mit Semitiefelader und Transportbox .....	67
5.3.3	Sattelzugmaschine mit Innenlader und Transportrahmen .....	69
<b>6</b>	<b>BAUBETRIEBLICHE ANALYSE .....</b>	<b>75</b>
6.1	Planunterlagen .....	75
6.1.1	Elementwandbauweise .....	75
6.1.2	Ortbetonbauweise .....	78
6.2	Baustelleneinrichtung .....	79
6.3	Bauablauf Elementwandbauweise .....	80
6.3.1	Bodenplatte .....	80
6.3.2	Vorarbeiten .....	82
6.3.3	Versetzarbeiten .....	84
6.3.4	Abdichtungsarbeiten (innenliegende Abdichtung) .....	87
6.3.5	Bewehrungsarbeiten .....	89
6.3.6	Schalungsarbeiten .....	92
6.3.7	Betonierarbeiten .....	92
6.3.8	Nachbehandlung .....	95
6.3.9	Abdichtungsarbeiten (außenliegende Abdichtung) .....	96
6.3.10	Nachbearbeitung der Fugen .....	97
6.3.11	Zusammenfassung der Arbeitsschritte .....	98
6.4	Bauablauf Ortbetonbauweise .....	100
6.4.1	Sauberkeitsschicht .....	100
6.4.2	Bodenplatte .....	100
6.4.3	Vorarbeiten .....	101
6.4.4	Schalungsarbeiten Außenschalung .....	102
6.4.5	Bewehrungsarbeiten .....	105
6.4.6	Schalungsarbeiten Gegenschalung .....	108
6.4.7	Abdichtungsarbeiten und Stirnabschalung .....	111
6.4.8	Betonierarbeiten .....	112
6.4.9	Nachbehandlung .....	113
6.4.10	Ausschalen und Reinigung der Schalung .....	114
6.4.11	Zusammenfassung der Arbeitsschritte .....	115
<b>7</b>	<b>KOSTENVERGLEICH DER BAUWEISEN .....</b>	<b>117</b>
7.1	Allgemeine Grundlagen zur Kostenermittlung .....	117
7.2	Definition der Randbedingungen für die Kostenermittlung .....	118
7.2.1	Allgemeine Randbedingungen .....	118
7.2.2	Baubetriebliche Randbedingungen .....	119
7.2.3	Konstruktionsspezifische Randbedingungen: EW-Bauweise .....	120
7.2.4	Konstruktionsspezifische Randbedingungen: OB-Bauweise .....	123
7.2.5	Wand- und Gebäudegeometrie .....	124
7.2.6	Gebäudelasten .....	125
7.2.7	Geländelasten, Geländeauflasten und Wasserdruck .....	129
7.2.8	Bemessung der Wände mittels Statiksoftware .....	130
7.2.9	Klassifizierung der betrachteten Wände gemäß ÖBV - Richtlinie .....	130
7.3	Kalkulationswerte .....	131
7.3.1	Lohnkosten .....	131
7.3.2	Sonstige Kosten .....	141

7.4	Beispielhafte Berechnung der Einzelkosten .....	156
7.4.1	Beispielhafte Berechnung der Einzelkosten - Elementwand .....	156
7.4.2	Beispielhafte Berechnung der Einzelkosten - Ortbetonwand.....	163
7.5	Parameterstudie.....	168
7.5.1	Konstruktionsklasse 2 .....	169
7.5.2	Konstruktionsklasse 1 bei Anforderungsklasse A <sub>1</sub> .....	174
7.5.3	Konstruktionsklasse 1 bei Anforderungsklasse A <sub>s</sub> .....	179
7.6	Interpretation der Ergebnisse .....	183
7.6.1	Untersuchte Einzelkosten .....	183
7.6.2	Relevanz der Ergebnisse .....	187
7.6.3	Bewehrungsgehalt.....	188
8	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	191
9	VERZEICHNISSE .....	193
9.1	Abkürzungsverzeichnis .....	193
9.2	Abbildungsverzeichnis.....	195
9.3	Tabellenverzeichnis .....	198
9.4	Formelverzeichnis .....	199
9.5	Literaturverzeichnis .....	200
9.6	Normenverzeichnis .....	204
9.7	Verzeichnis der Richtlinien und Merkblätter.....	206
10	EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG .....	207



## Kurzfassung

Eine weiße Wanne als Kellerbauwerk besteht aus einer Fundamentplatte aus Ortbeton und Wänden, die entweder aus Ortbeton, Stahlbeton - Fertigteilen oder Stahlbeton - Halbfertigteilen hergestellt werden. Diese Arbeit behandelt die Varianten mit Ortbetonwänden und Halbfertigteilwänden. Letztere werden als Elementwände bezeichnet, wobei für diese mehrere Synonyme existieren, wie z.B. Hohlwände oder Doppelwände.

Maßgebend für die Anforderungen an die Konstruktion ist zunächst die Intensität der Wassereinwirkung auf das Bauwerk. Bei Wasser im Boden, das einen hydrostatischen Druck auf die Bauteile aufbaut, ist die Wasserdruckhöhe der entscheidende Parameter. Außerdem entscheidet die geforderte Dichtheit des Kellerbauwerks über die einzusetzende Betongüte, die erforderliche Bewehrung sowie die Mindestbauteildicke und sonstige konstruktive Erfordernisse. Sowohl die Ortbeton-, als auch die Elementwandbauweise ist nicht normativ verankert, sondern in Richtlinien geregelt. Die *ÖBV Richtlinie - Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wann*en beschreibt die Ortbetonvariante und bildet gleichzeitig die Grundlage für die *VÖB Richtlinie - Wasserundurchlässige Betonbauwerke in Fertigteilbauweise*.

Während Ortbetonwände auf der Baustelle geschalt, bewehrt und betoniert werden, findet die Produktion von Elementwänden in Fertigteilwerken statt. Bauseits sind nach den Versetzarbeiten die Stoßfugen abzudichten und der Hohlraum zwischen den Fertigteilplatten ist auszubetonieren. Bei Ortbetonwänden sind lediglich die Arbeitsfugen durch geeignete Maßnahmen gegen Wasserdurchtritt zu schützen. Diese Fugen sind im Abstand von maximal 10 m anzuordnen, um einer Rissbildung im jungen Betonalter vorzubeugen. Somit ergeben sich bei der Ortbetonbauweise etwa halb so viele abzudichtende Fugen, wie bei der Elementwandvariante. Die Qualität der Fugenabdichtung ist besonders bei den Halbfertigteilen von entscheidender Bedeutung.

Um einen Vergleich der Einzelkosten der beiden Bauweisen anstellen zu können, wurden zunächst Aufwandswerte und Materialkosten ermittelt. Die Aufwandswerte wurden bei Vertretern mehrerer Baufirmen erhoben, wobei jene Daten mit denen aus einschlägiger Literatur abgeglichen wurden. Die Materialkosten entstammen zum einen ebenfalls den Angaben der Baufirmen, zum anderen wurden öffentlich zugängliche Preislisten genutzt. Auf die Listenpreise wurden marktübliche Rabatte gewährt. Unter Einhaltung der konstruktiven Vorgaben der zuvor erwähnten Richtlinien wurden die Einzelkosten für Wanddicken von 25 bis 50 cm ermittelt. Zusätzlich wurden unterschiedliche Wandhöhen, Wasserdrücke, Anforderungsklassen, Abdichtungsvarianten bei Elementwänden und äußere Lastfälle untersucht. Die Ergebnisse dieser umfassenden Parameterstudie sind schließlich übersichtlich in Diagrammen abgebildet worden.



## Abstract

To begin with, a white tub consists of a foundation slab and cast-in-place concrete walls, prefabricated walls or semi-finished concrete parts. This paper will look at cast-in-place concrete walls and semi-finished concrete parts. The latter is also known as *Elementwand*, *Hohlwand* or *Doppelwand* in German.

The impact of water intensity on a building determines the constructive requirements. Under the aspect that water can be found in the ground, which causes a hydrostatic pressure on building elements, it is necessary to consider the height of water pressure. Furthermore, the required water tightness of the cellar determines the concrete quality, the quantity of reinforcement as well as the minimum thickness of the wall. In addition to that, other constructive requirements should be taken into consideration. Both, the cast-in-place concrete and the double wall building technique cannot be found in ÖNORM standards but are regulated in guidelines. The *ÖBV Richtlinie - Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wann* describes the cast-in-place concrete construction type and is the basis for the *VÖB Richtlinie - Wasserundurchlässige Betonbauwerke in Fertigteilbauweise*.

While cast-in-place concrete walls are formed, reinforced and concreted at the building site, the double walls are produced in a precast concrete factory. After moving the double wall elements from the lorry to the installation location, the first step is to damp proof the heading joints followed by pouring concrete into the gap between the prefabricated slabs. In contrast, if cast-in-place concrete walls are built, merely the construction joints have to be sealed. These joints should be arranged at intervals of 10 m in order to avoid cracking in newly poured concrete. This results in half as much sealed joints when using the cast-in-place concrete wall system compared to the double wall technique. Therefore, the quality of the joint sealing is of utmost importance when using double walls.

In order to conduct a comparison between the direct costs of these two building techniques, an investigation of performance factors and material costs has been carried out. The performance factors were obtained from representatives of construction firms. These specifications were compared with data from relevant literature. The material costs were recalled from construction firms and from open price lists, which included customary discounts that were also considered. Based on the mentioned guidelines the direct costs for wall thicknesses from 25 to 50 cm were calculated. Furthermore, various wall heights, water pressures, requirement categories, types of sealing of heading joints and load cases were examined. The results of this comprehensive parameter study are shown in diagrams.



# 1 Einleitung

Im konventionellen Hochbau ist der Baustoff Beton zur Herstellung der tragenden Struktur weit verbreitet. Man unterscheidet hierbei die Ortbetonbauweise und die Fertigteil- bzw. Halbfertigteilbauweise. Ortbeton wird mittels Mischwagen zur Baustelle transportiert, in die Schalung eingebracht und erhärtet vor Ort. Im Gegensatz dazu, werden Fertigteile in einem Fertigteilwerk produziert und im erhärteten Zustand zum Einbauort geliefert, wo sie mittels Kran versetzt und durch geeignete Verbindungsmittel miteinander verbunden werden. Die Halbfertigteilbauweise vereint diese beiden Typen.

Die Elementwand ist ein Halbfertigteilprodukt. Sie besteht aus zwei werkseitig hergestellten Fertigteilplatten, die durch Gitterträger miteinander verbunden sind und durch diese in einem gewissen Abstand zueinander gehalten werden. Bauseits werden die Wandelemente versetzt und anschließend wird der Hohlraum zwischen den beiden Platten mit Ortbeton verfüllt.

Bei der Ausführung der Kelleraußenwände einer weißen Wanne ist die Ortbetonbauweise etabliert. Es besteht jedoch auch die Möglichkeit ein wasserundurchlässiges Betonbauwerk aus Elementwänden herzustellen. Im Rahmen dieser Diplomarbeit wird auf die beiden Ausführungsvarianten eingegangen. Die Fertigteilbauweise wird nicht behandelt.

## 1.1 Zielsetzung

Ein wesentliches Entscheidungskriterium für eine der beiden Bauweisen, zur Errichtung eines wasserundurchlässigen Betonbauwerks, sind die Herstellkosten. Aufgrund der technologischen Gegebenheiten bei einer weißen Wanne spielen verschiedene Parameter eine wesentliche Rolle. Es sind bestimmte Betongüten, Bewehrungsstahlmengen und Bauteildicken möglich. Diese hängen wiederum von dem Wasserandrang und der geforderten Dichtheit des Bauwerks ab. Zunächst werden die Unterschiede der beiden Bauweisen in technologischer und bauverfahrenstechnischer Sicht herausgearbeitet, um den im Anschluss durchgeführten Kostenvergleich nachvollziehbar und zu machen. Diese Diplomarbeit beschränkt sich auf eingeschossige Kellerbauwerke mit unterschiedlichster Nutzung (Garagen, Wohnräume etc.).

Das primäre Ziel der Arbeit ist die Erstellung von Diagrammen, welche die Einzelkosten in Abhängigkeit von den unterschiedlichen, maßgebenden Eingangsparametern darstellen. Sie sollen den Auftraggebern und Auftragnehmern als Entscheidungshilfe für eine Ausführungsvariante dienen. Zur Berechnung der Einzelkosten wird ein Excel-Tool erstellt, das eine individuelle, vergleichende Kalkulation der beiden Bauweisen ermöglicht. Außerdem werden von allen betrachteten Wandkonfigurationen die

Bewehrungsgehalte ( $\text{kg/m}^3$ ) angegeben und einander in Diagrammen übersichtlich gegenüberstellt. Diese sollen Kalkulanten in der Praxis als Richtwerte zur Bestimmung der erforderlichen Bewehrungsstahlmenge dienen.

## **1.2 Aufbau der Diplomarbeit**

Zu Beginn wird erklärt, in welchen Erscheinungsformen das Wasser im Boden auftreten kann und wie es auf Kellergeschoße einwirkt. Im Anschluss werden die unterschiedlichen Arten der Kellerabdichtung gegen drückendes Wasser vorgestellt und miteinander verglichen. Darauf folgend wird detailliert auf die weiße Wanne eingegangen. Es werden sowohl die technologischen Grundsätze der Ortbetonbauweise, als auch der Elementwandbauweise erläutert. Dabei wird speziell auf die betreffenden Richtlinien eingegangen, welche den aktuellen Stand der Technik widerspiegeln. Es folgt die Beschreibung des Produktionsablaufs von Elementwänden in einem Fertigteilwerk und des anschließenden Transports zur Baustelle, wobei die unterschiedlichen Transportmittel vorgestellt werden. Die Bauabläufe und die baubetrieblichen Randbedingungen sind der Inhalt des nächsten Kapitels. Abschließend wird, unter Berücksichtigung der bis dahin gewonnenen Erkenntnisse, ein detaillierter Vergleich der Einzelkosten der beiden Bauweisen angestellt.

---

Genderhinweis:

Der Autor legt großen Wert auf Diversität und Gleichbehandlung. Im Sinne einer besseren Lesbarkeit wurde jedoch oftmals entweder die maskuline oder feminine Form gewählt. Dies impliziert keinesfalls eine Benachteiligung des jeweils anderen Geschlechts.

## 2 Wassereinwirkung auf Kellergeschoße

Unter der Geländeoberkante liegende Kellergeschoße werden von außen durch Wasser im Boden beansprucht. Um eine Schädigung der Bausubstanz sowie das Eindringen von Feuchtigkeit in das Gebäudeinnere zu verhindern, muss das Kellerbauwerk abgedichtet werden. Nach dem heutigen Stand der Technik<sup>1</sup> gibt es drei grundsätzliche Abdichtungsvarianten, die auf unterschiedlichen technologischen Prinzipien beruhen. Diese werden in den Kapiteln 3.1 bis 3.3 vorgestellt. Zunächst werden in Kapitel 2 die Beanspruchungsarten des Kellergeschoßes durch Wasser erläutert. Von ihnen hängen die Anforderungen, welche an die Abdichtung gestellt werden, ab.

Flüssiges Wasser kommt im Boden in unterschiedlichen Erscheinungsformen vor. Die lokal auftretende Erscheinungsform des Wassers ist von dem Aufbau (z.B. der Schichtung) und der Wasserdurchlässigkeit des anstehenden Baugrunds abhängig.<sup>2</sup> Die unterschiedlichen Erscheinungsformen sind in Abb. 2.1 graphisch dargestellt, sowie in Tab. 2.1 aufgelistet. Sie bewirken jeweils bestimmte Arten der Wasserbeanspruchung des Kellerbauwerks. Die Zuordnung ist anschaulich in Tab. 2.1 dargestellt. In der ÖNORM B 3692 (Planung und Ausführung von Bauwerksabdichtungen) werden die Begriffe Bodenfeuchte, nicht-drückendes Wasser und drückendes Wasser als Lastfälle bezeichnet.

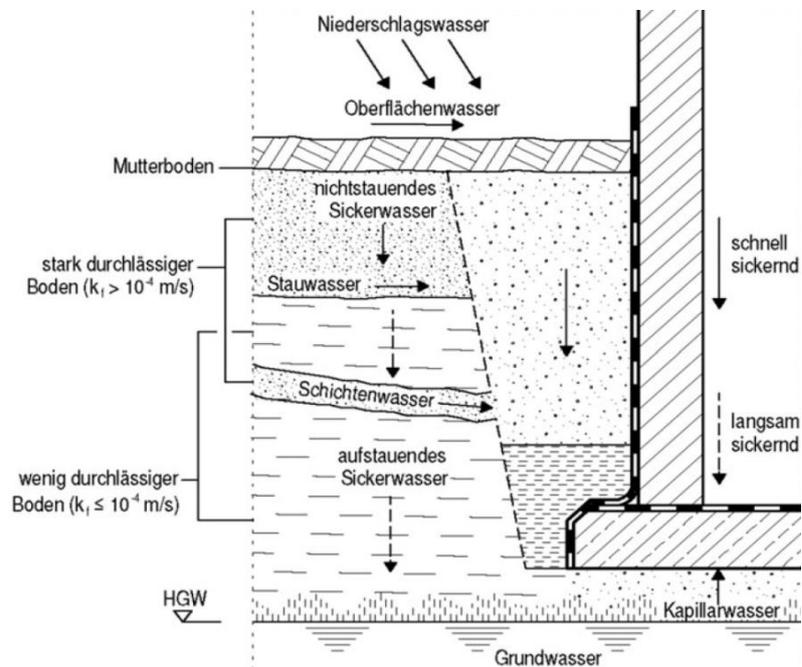


Abb. 2.1: Erscheinungsformen des Wassers im Boden [LUF10]

<sup>1</sup> Gemäß §71a (1) der österreichischen Gewerbeordnung 1994 (Fassung vom 12.06.2016) ist der *Stand der Technik* der Entwicklungsstand fortschrittlicher technologischer Verfahren. Dieser basiert auf wissenschaftlichen Erkenntnissen und seine Funktionstüchtigkeit muss erwiesen sein.

<sup>2</sup> Siehe [LUF10] Seite 34

		Art der Wasserbeanspruchung des Bauwerks (Lastfälle gemäß ÖNORM B 3692)		
		Bodenfeuchte	nicht-drückendes Wasser	drückendes Wasser
Erscheinungsform des Wassers im Boden	Hygroskopisches Wasser	x		
	Haftwasser	x		
	Kapillarwasser	x		
	nichtstauendes Sickerwasser	x	x	
	aufstauendes Sickerwasser		x	x
	Stauwasser		x	x
	Schichtenwasser		x	x
	Grundwasser		x	x

Tab. 2.1: Zuordnung der Erscheinungsformen zu den Lastfällen [HÜB16]

Im Folgenden werden zunächst die einzelnen Erscheinungsformen beschrieben und im Anschluss die dadurch resultierenden Lastfälle gemäß ÖNORM B 3692 erläutert.

**Hygroskopisches Wasser** ist durch Oberflächenkräfte an die Bodenteilchen (mineralische und organische Partikel) gebunden und schließt sie mit einer Wasserhülle ein.<sup>3</sup>

**Haftwasser** bildet eine zweite Wasserhülle (Häutchenwasser) um die Bodenteilchen und wird durch die Oberflächenspannung festgehalten. Außerdem tritt Haftwasser als Porenwinkelwasser an den Kontaktstellen zwischen den Bodenteilchen auf.<sup>4</sup>

Das **Kapillarwasser** wird durch Oberflächenspannung und Adhäsion an den Wandungen der Haarröhrchen bzw. des Porensystems gehalten und steigt vom Grundwasser aus über den Grundwasserspiegel.<sup>5</sup> In Abb. 2.1 ist dieser mit HGW (höchster Grundwasserstand in einem zu definierenden Betrachtungszeitraum) gekennzeichnet. Zusammen mit dem hygroskopischen Wasser und dem Haftwasser bildet das Kapillarwasser die Bodenfeuchte. Da laut dem Werk von Pech und Kolbitsch [PEC06]

<sup>3</sup> Siehe [ADA10] Seite 13

<sup>4</sup> Siehe [ADA10] Seite 13

<sup>5</sup> Siehe [ADA10] Seite 13

immer mit Bodenfeuchte gerechnet werden muss, sind die Erscheinungsformen hygroscopisches Wasser, Haftwasser und Kapillarwasser nicht in Abb. 2.1 dargestellt.

Während eines Regenereignisses dringt das Niederschlagswasser in den Boden ein, folgt dem Fließgefälle durch die Hohlräume des Bodens und stellt das **Sickerwasser** dar.<sup>6</sup> Es wird in **nichtstauendes Sickerwasser** und **aufstauendes Sickerwasser** unterschieden. Nichtstauendes Sickerwasser fließt ungehindert in die Tiefe und ergänzt dabei das Haftwasser und Kapillarwasser.<sup>7</sup> Aufstauendes Sickerwasser fließt dagegen durch die geringe Durchlässigkeit des anstehenden Bodens langsamer ab, weshalb auf angrenzende Bauwerke ein hydrostatischer Druck wirkt.<sup>8</sup>

Wird das Sickerwasser von einer wasserundurchlässigen Bodenschicht am Abwärtsfließen gehindert, staut es sich auf und es wird somit als **Stauwasser** bezeichnet. In Abhängigkeit von der Stauhöhe erzeugt es einen hydrostatischen Druck auf angrenzende Bauwerke.<sup>9</sup>

**Schichtenwasser** bewegt sich entlang einer wasserdurchlässigen Bodenschicht, welche von zwei weniger durchlässigen Schichten umgeben ist. Wenn ein Kellerbauwerk die wasserführende Schicht kreuzt, baut sich ein darauf wirkender hydrostatischer Druck auf.<sup>10</sup>

**Grundwasser** füllt den Porenraum des Bodens zusammenhängend aus. Das heißt der Boden ist in diesem Bereich vollständig wassergesättigt. Grundwasser staut sich dauerhaft über wasserundurchlässigen Bodenschichten, wie z.B. Fels, auf. Die Oberfläche der Grundwasseransammlung ist der Grundwasserspiegel.<sup>11</sup>

Die eben beschriebenen Erscheinungsformen des Wassers im Boden erzeugen unterschiedliche Arten der Wasserbeanspruchung des Bauwerks (Lastfälle gemäß ÖNORM B 3692). Letztere werden nun erklärt.

**Bodenfeuchte** ist laut [ÖNORM B 3692] „*kapillar gebundenes oder durch Kapillarkräfte bzw. Wasserdampfdiffusion fortgeleitetes Wasser*“.<sup>12</sup> Mit diesem Lastfall ist immer

---

<sup>6</sup> Siehe [PEC06] Seite 52

<sup>7</sup> Siehe [ADA10] Seite 13

<sup>8</sup> Siehe [LUF10] Seite 17

<sup>9</sup> Siehe [PEC06] Seite 54

<sup>10</sup> Siehe [LUF10] Seiten 18 - 19

<sup>11</sup> Siehe [ADA10] Seite 14, [LUF10] Seite 19 und [PEC06] Seite 53

<sup>12</sup> Zitat: Siehe [ÖNORM B 3692], Seite 7

mindestens zu rechnen. Damit dieser Lastfall zutrifft, muss der Durchlässigkeitsbeiwert<sup>13</sup> des Bodens  $k_f \geq 10^{-4}$  m/s betragen. Das Wasser darf also nicht durch die Undurchlässigkeit des Bodens am Versickern gehindert werden. Somit wirkt kein hydrostatischer Druck auf das Kellerbauwerk. Sofern  $k_f < 10^{-4}$  m/s, muss der Arbeitsraum vollständig mit Drainagematerial hinterfüllt werden, um dem Wasser einen Sickerweg zu ermöglichen. Außerdem muss in diesem Fall eine wirksame Abführung des Sickerwassers unter der Fundamentoberkante erfolgen. Das kann zum Beispiel durch die Anordnung von Drainageleitungen in Form einer Ringdrainung entlang der Außenfundamente erfolgen. In der DIN 4095 (Dränung zum Schutz baulicher Anlagen) sind Ausführungsbeispiele angegeben. Auch die ÖNORM B 3692 verweist auf diese DIN.

**Nicht-drückendes Wasser** übt gemäß ÖNORM B 3692 keinen oder nur geringfügigen hydrostatischen Druck auf ein angrenzendes Bauteil aus. Als Beispiel wird nichtstauendes Sickerwasser genannt. Der Lastfall nicht-drückendes Wasser liegt bei wenig durchlässigen Böden mit  $k_f < 10^{-4}$  m/s vor, wenn gleichzeitig der Arbeitsraum nicht vollständig mit Drainagematerial verfüllt ist. Allerdings muss eine wirksame Abführung des Sickerwassers unter der Fundamentoberkante erfolgen. (Maßnahme: siehe Bodenfeuchte)

**Drückendes Wasser** erzeugt laut ÖNORM B 3692 einen hydrostatischen Druck auf das angrenzende Bauteil. Drückendes Wasser liegt vor, wenn es sich nicht um die Lastfälle Bodenfeuchtigkeit oder nicht-drückendes Wasser handelt.

## 2.1 Gegenüberstellung der Regelwerke für Österreich und Deutschland

Baupraktisch ist die Unterscheidung zwischen Bodenfeuchte und nicht-drückendem Wasser (wie dies in der ÖNORM B 3692 vorgesehen ist) nicht immer eindeutig. Auf diese Schwierigkeit wird auch im Werk von Pech und Kolbitsch hingewiesen (siehe [PEC06]). Die deutsche Normenreihe DIN 18195 - Bauwerksabdichtungen unterscheidet dagegen nur in nicht-drückendes Wasser und drückendes Wasser. Im Teil 4 der Normenreihe wird der Lastfall nicht-drückendes Wasser behandelt. Hierzu zählen gemäß DIN 18195-4 Bodenfeuchte und nicht-stauendes Sickerwasser. Im Teil 6 wird der Lastfall drückendes Wasser beschrieben. Hierzu zählt gemäß DIN 18195-6 neben dem drückenden Wasser selbst, das aufstauende Sickerwasser.

Eine wiederum andere Lastfalleinteilung wird in der VÖB Richtlinie - Wasserundurchlässige Betonbauwerke in Fertigteilbauweise vorgenommen. Im

---

<sup>13</sup> Der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  beschreibt die Wasserdurchlässigkeit des Bodens. Je größer der Wert ist, desto durchlässiger ist der Boden.

Folgendes wird diese, der Einfachheit geschuldet, VÖB RL - WU genannt. Die Richtlinie regelt die Ausführung einer weißen Wanne mit Elementwänden. Die Mindestdicke von wasserundurchlässigen Elementwänden ist gemäß dieser Richtlinie von der Art der Wasserbeanspruchung, also dem Lastfall, abhängig. Im Hinblick auf das Kapitel 4.5.4 dieser Diplomarbeit, in dem die Mindestdicke der Elementwände behandelt wird, muss an dieser Stelle auch die Lastfalleinteilung der VÖB Richtlinie betrachtet werden.

In Tab. 2.2 sind die Lastfalleinteilungen der drei eben erwähnten Regelwerke (ÖNORM B 3692, DIN 18195, VÖB RL - WU) aufgelistet und einander gegenübergestellt. Die Tabelle verdeutlicht, dass die DIN 18195 und die VÖB RL - WU Lastfälle der ÖNORM B 3692 zusammenfassen.

Es ergibt sich jedoch eine Auffälligkeit, wenn man die ÖNORM mit der VÖB-Richtlinie vergleicht. Auf diese wird nun hingewiesen: In der ÖNORM wird im Abschnitt 3.10 als Beispiel für nicht-drückendes Wasser das nichtstauende Sickerwasser erwähnt. In der VÖB Richtlinie handelt es sich dagegen bei nichtstauendem Sickerwasser und nicht-drückendem Wasser um verschiedene Lastfälle. Dementsprechend führt nichtstauendes Sickerwasser unter gewissen Umständen (bei nicht-abgedichteten Stoßfugen) zu einer geringeren Elementwanddicke, als nicht-drückendes Wasser (siehe Abb. 4.13 auf Seite 43 und Abb. 4.14 auf Seite 44). Im Gegensatz dazu, ergeben sich bei einer Abdichtung des Kellergeschoßes mit außenliegender Abdichtungsebene gemäß ÖNORM B 3692 für nicht-drückendes Wasser und nichtstauendes Sickerwasser dieselben Anforderungen an die Abdichtung (siehe Tab. 3.1).

Regelwerk	ÖNORM B 3692	DIN 18195	VÖB Richtlinie
Lastfälle	Bodenfeuchte	Bodenfeuchte und nichtstauendes Sickerwasser	Bodenfeuchte und nichtstauendes Sickerwasser
	nicht-drückendes Wasser (Bsp. in ÖN: nichtstauendes Sickerwasser)		nicht-drückendes und drückendes Wasser
	drückendes Wasser	drückendes Wasser und aufstauendes Sickerwasser	

**Tab. 2.2: Lastfälle in Abhängigkeit vom Regelwerk [HÜB16]**

Um auszuschließen, dass die Begriffe nicht-drückendes Wasser bzw. nichtstauendes Sickerwasser in den beiden Regelwerken unterschiedlich definiert sind, und sich dadurch eine abweichende Bedeutung ergibt, werden diese im Folgenden **zitiert** und verglichen.

**Nicht-drückendes Wasser gemäß [VÖB RL - WU], Abschnitt 3.14, Seite 5:**

*„Wasser in tropfbar flüssiger Form, das auf Bauteile keinen oder nur einen geringfügigen hydrostatischen Druck ( $\leq 100$  mm Wassersäule) ausübt.“*

**Nicht-drückendes Wasser gemäß [ÖNORM B 3692], Abschnitt 3.10, Seite 7:**

*„Wasser, das keinen oder nur geringfügigen hydrostatischen Druck erzeugt. Zum Beispiel frei ablaufendes Sickerwasser.“*

Der Unterschied der beiden Definitionen besteht lediglich in der Spezifikation von „*geringfügigem hydrostatischen Druck*“ durch „*≤ 100 mm Wassersäule*“. Sinngemäß sind die Definitionen jedoch ident.

**Nichtstauendes Sickerwasser gemäß [VÖB RL - WU], Abschnitt 3.15, Seite 5:**

*„In den Boden einsickerndes Wasser, das bei sehr stark durchlässigem Boden ( $k_f \geq 10^{-4}$  m/s) bis zum freien Grundwasserspiegel ohne Aufstau absickern kann oder bei weniger durchlässigem Boden vor dem Bauteil durch eine dauerhaft funktionsfähige Dränage abgeführt wird.“*

**Nichtstauendes Sickerwasser wird in der [ÖNORM B 3692] nicht definiert. Bodenfeuchte (!) gemäß [ÖNORM B 3692], Abschnitt 5.2.2, Seite 11:**

*„Der Lastfall Bodenfeuchte darf angenommen werden:*

*bei Böden mit einem Durchlässigkeitsbeiwert über  $10^{-4}$  m/s oder bei Böden mit einem Durchlässigkeitsbeiwert unter  $10^{-4}$  m/s, wenn der Arbeitsraum vollständig mit drainagierendem Material hinterfüllt wird und eine wirksame Ableitung des Sickerwassers unterhalb der Fundamentoberkante erfolgt.“*

Diese beiden Definitionen unterscheiden sich in ihrer Formulierung, sind aber sinngemäß ident. Bemerkenswert ist, dass die VÖB Richtlinie das nichtstauende Sickerwasser so definiert, wie die ÖNORM die Bodenfeuchte.

## **2.2 Fazit der Gegenüberstellung**

Folgende **Feststellungen** können nun getroffen werden:

- ◆ Die VÖB-Richtlinie unterscheidet, ebenso wie die DIN, nicht zwischen Bodenfeuchte und nichtstauendem Sickerwasser.
- ◆ Die ÖNORM betrachtet das nichtstauende Sickerwasser nicht als Lastfall, sondern als Erscheinungsform des Wassers im Boden. Sie ordnet das nichtstauende Sickerwasser dem Lastfall nicht-drückendes Wasser zu.
- ◆ Nicht-drückendes Wasser und nichtstauendes Sickerwasser ergeben somit laut ÖNORM dieselben Anforderungen an die Abdichtung.
- ◆ Gemäß VÖB Richtlinie ergeben diese beiden Begriffe unterschiedliche Anforderungen an die Abdichtung (Mindestwanddicke).

- ◆ Der Lastfall drückendes Wasser ist in allen drei Regelwerken der strengste Lastfall. Dies ist der einzige Punkt, bei dem unmissverständliche Übereinstimmung herrscht.

Folgende **Schlussfolgerung** kann aus den Feststellungen gezogen werden:

Da die ÖNORM eine gewisse Lastfalleinteilung vornimmt, die *nicht* in Übereinstimmung mit derjenigen der VÖB-Richtlinie ist, können Missverständnisse entstehen.

Abgesehen davon, ist in der Praxis eine Unterscheidung zwischen den Begriffen Bodenfeuchte, nicht-drückendem Wasser und nichtstauendem Sickerwasser schwer vorzunehmen. Um auf der sicheren Seite zu liegen, sollte man daher nach der ÖNORM zumindest den Lastfall *nicht-drückendes Wasser* und nach der VÖB-Richtlinie den Lastfall *nicht-drückendes und drückendes Wasser* wählen.

Im Zweifelsfall ist bei dem Ersteller des geotechnischen Gutachtens, welches die Grundwassersituation beschreibt, nachzufragen, welcher Lastfall entsprechend der jeweiligen Richtlinie (oder Norm) zutreffend ist.

Bei der DIN ergibt sich dieses Problem nicht. Es ist in der DIN 18195-6 in Abschnitt 1 klar definiert, dass es sich bei dem Lastfall *drückendes Wasser und aufstauendes Sickerwasser* um alle Wässer handelt, die einen hydrostatischen Druck auf das Bauteil ausüben. Alle anderen Wassereinwirkungen werden dem Lastfall *Bodenfeuchte und nichtstauendes Sickerwasser* zugeordnet.



### 3 Arten der Abdichtung gegen drückendes Wasser

Eine wasserdruckhaltende Abdichtung kann entweder durch eine außenliegende Abdichtungsebene (**schwarze Wanne** - siehe Kapitel 3.1) oder durch die Verwendung eines wasserundurchlässigen Betons in Verbindung mit einer rissbreitenbegrenzenden Bewehrung erfolgen (**weiße Wanne** - siehe Kapitel 3.2). Bei der **braunen Wanne** (siehe Kapitel 3.3) handelt es sich um eine Mischform der genannten Typen, bei der Bentonitdichtmatten außen an den Kelleraußenwänden und unter der Bodenplatte angeordnet sind. Die Stahlbetonbauteile bestehen ihrerseits aus wasserundurchlässigem Beton. Die soeben erwähnten Kapitel sollen einen Überblick über die Abdichtungsmaßnahmen geben.<sup>14</sup>

Neben dem Schutz der Innenräume gilt es auch die in der Regel aus Stahlbeton bestehende Tragstruktur der Außenwände vor äußeren Einwirkungen zu schützen. Um die Dauerhaftigkeit des Bauwerks zu gewährleisten, ist es daher erforderlich die chemische Zusammensetzung des Grundwassers und somit dessen Aggressivität gegen Beton bzw. Betonstahl festzustellen.<sup>15</sup> Je nach Abdichtungsvariante kann der Beton direkt in Berührung mit dem Grundwasser kommen oder lediglich den hydrostatischen Druck erfahren. Im Falle des direkten Kontakts (weiße Wanne, braune Wanne) ist auf Grund der festgestellten Inhaltsstoffe des Wassers und den sonstigen Umgebungsbedingungen eine entsprechende Expositionsklasse des Betons zu wählen. Die Einwirkungen der Umgebungsbedingungen auf den Stahlbeton sind in diese Klassen eingeteilt.<sup>16</sup> Hierbei wird z.B. in Korrosion, Wasserandrang, Frost oder chemischer Angriff unterschieden. Bei der Wahl einer Expositionsklasse ist der Beton gegen die entsprechende Einwirkung resistent.

#### 3.1 Schwarze Wanne

Die Bezeichnung schwarze Wanne<sup>17</sup> kommt von den als Abdichtungsmaterial verwendeten schwarzen Bitumenbahnen, welche die erdberührenden Umfassungsbauteile (Wände und Bodenplatte) wannenartig umgeben. Die Ausführung dieser Abdichtungsvariante ist in der ÖNORM B 3692 geregelt. Allerdings ist festzuhalten, dass der Begriff *schwarze Wanne* in dieser Norm nicht erscheint. Es handelt sich vielmehr um eine im Baugewerbe etablierte Bezeichnung von außenliegenden Abdichtungen

---

<sup>14</sup> Siehe [PEC06] Seite 75

<sup>15</sup> Siehe [PEC06] Seite 53

<sup>16</sup> Siehe [ÖNORM B 4710-1] Abschnitt 4.1, Seite 26

<sup>17</sup> Dieser Abschnitt basiert auf den Ausführungen in [PEC06] Seiten 76-78.

mittels Bitumenbahnen, Kunststoffbahnen, Flüssigkunststoffen oder kunststoffmodifizierter Bitumen-dickbeschichtungen.

Wie bereits in Kapitel 2 erläutert, unterscheidet die ÖNORM B 3692 drei verschiedene Lastfälle, welche die Wassereinwirkung auf das Kellergeschoß charakterisieren. Tab. 3.1 gibt einen Überblick über die in Abhängigkeit vom Lastfall zu verwendenden Abdichtungsmaterialien, deren Lagenanzahl und Mindestnenndicken. Der Lastfall drückendes Wasser ist aufgeteilt in  $\leq 4$  m und  $> 4$  m Wasserdruck.

Materialien	Bodenfeuchte	Nicht-drückendes Wasser	Drückendes Wasser bis 4 m Eintauchtiefe	Drückendes Wasser über 4 m bis 8 m Eintauchtiefe	Behälter mit einer maximalen Wasserhöhe von 20 m
	Mindestanzahl der Lagen und Mindestnenndicke				
Bitumenbahnen gemäß ÖNORM B 3665	1 Lage, 4 mm <sup>a</sup>	2 Lagen, 8 mm <sup>b</sup>	2 Lagen, 8 mm <sup>b</sup>	2 Lagen, 10 mm <sup>b</sup>	2 Lagen, 8 mm <sup>b</sup>
Kunststoffabdichtungsbahnen gemäß ÖNORM B 3664	1,5 mm	1,5 mm	1,8 mm	2,0 mm	1,3 mm
KMB gemäß ÖNORM EN 15814	5 mm Trockenschichtdicke	6 mm Trockenschichtdicke	-	-	-
Flüssigkunststoffe in Anlehnung an ETAG 005	1,5 mm	2,0 mm	2,0 mm	-	2,0 mm

<sup>a</sup> Der Anschluss an Bodenplatte oder andere Bauteile ist mit Kurzbahnstücken zweilagig gemäß 6.7.1 auszuführen.

<sup>b</sup> Bei Verwendung von Bitumen-Kaltselbstklebebahnen darf die Nenndicke um 1 mm reduziert werden. Diese ist nur als erste Lage einzubauen und thermisch entsprechend den Herstellervorschriften zu aktivieren.

**Tab. 3.1: Lastfallabhängige Abdichtungsmaßnahmen [ÖNORM B 3692]**

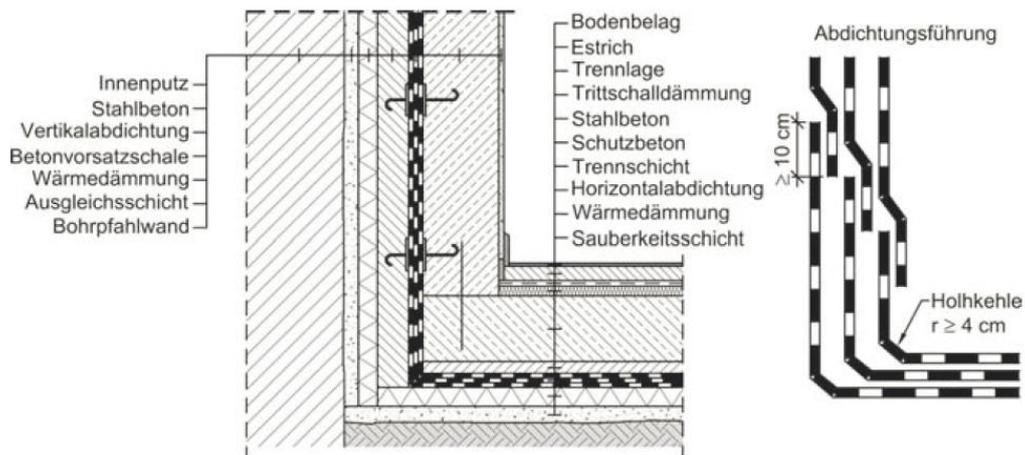
Bei Verwendung von Bitumenabdichtungsbahnen werden diese überlappend verlegt und vollflächig mit dem Untergrund und miteinander verklebt. Dies geschieht im Flämmverfahren oder bei Kaltselbstklebebahnen durch thermische Aktivierung der Klebefläche (gemäß Herstellerangaben). Bei zweilagiger Ausführung sind die Längs- und Querstöße der zweiten Lage versetzt zu denen der ersten Lage anzuordnen.<sup>18</sup> Es ist zu beachten, dass der Untergrund trocken und sauber ist. Dadurch ergibt sich eine Witterungsabhängigkeit dieser Abdichtungsvariante.

Wesentlich bei der Planung einer schwarzen Wanne ist die Feststellung des Bemessungswasserstandes<sup>19</sup>. Dabei handelt es sich um den höchsten zu erwartenden

<sup>18</sup> Siehe [ÖNORM B 3692] Abschnitt 6.6.1, Seiten 21 - 22

<sup>19</sup> Hinweis: In [ÖNORM B 2209] - Bauwerksabdichtungsarbeiten Werkvertragsnorm wird der Bemessungswasserstand zum sogenannten Vertragswasserstand. Es handelt sich dann um den vertraglich einvernehmlich festgelegten Wasserstand. Seine Angabe hat in der Höhe über Normalnull (NN) zu erfolgen (um Missverständnisse zu vermeiden somit in *Meter über Adria*).

Grund-, Schichten- oder Hochwasserstand während der planmäßigen Nutzungsdauer des Gebäudes. Dieser ist auf der Basis von Pegelmessungen festzusetzen und berücksichtigt auch absehbare zukünftige Gegebenheiten.<sup>20</sup> Die Abdichtung gegen drückendes Wasser muss mindestens 50 cm über diesen Pegel geführt werden. Sollte ein Lastfall in einen anderen übergehen, so muss die Abdichtung des höheren Lastfalls mindestens 50 cm über dessen Bemessungswasserstand reichen.<sup>21</sup>



**Abb. 3.1: Schwarze Wanne - Kehlenanschluss [PEC06]**

Besonderes Augenmerk ist auf die Ausführung des Übergangs zwischen Sohl- und Wandabdichtung zu legen. Hierbei unterscheidet man den Kehlenanschluss (Abb. 3.1) und den rückläufigen Stoß (Abb. 3.2). Der Kehlanschluss wird ausgeführt, wenn zwischen Baugrubensicherung und herzustellender Kelleraußenwand kein Arbeitsraum zum nachträglichen Aufbringen der Abdichtung vorhanden ist. Hierbei wird die Abdichtung vor der Herstellung der Bodenplatte und der Kelleraußenwände auf die Sauberkeitsschicht und eine Betonvorsatzschale aufgebracht (siehe Abb. 3.1). Durch Telleranker sind die Kelleraußenwände mit der Betonvorsatzschale verbunden. Dies verhindert Scherkräfte in der Abdichtungsebene, sollten sich der Baugrubenverbau und das Gebäude unterschiedlich setzen.<sup>22</sup>

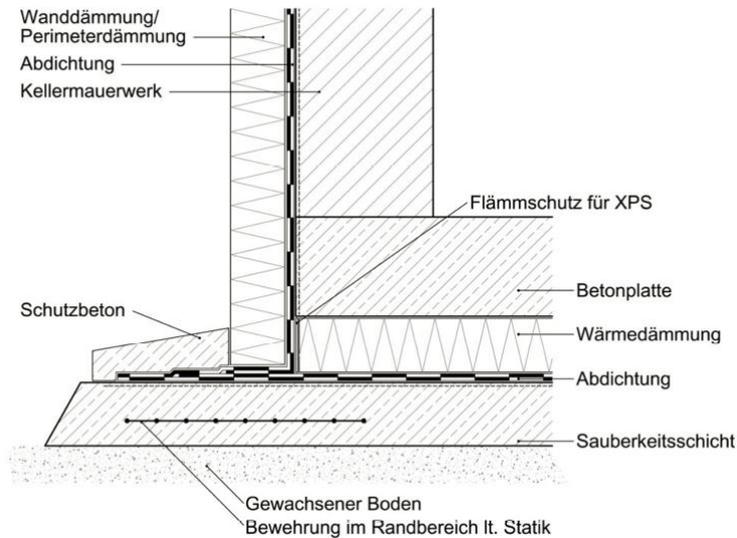
Ist hingegen genügend Arbeitsraum zur nachträglichen Anbringung der vertikalen Wandabdichtung vorhanden, kann der rückläufige Stoß ausgeführt werden. Hierbei wird zunächst die horizontale Abdichtung auf der Sauberkeitsschicht hergestellt, wobei die Abdichtungsbahnen über die Außenkante der Bodenplatte hervorragen müssen. Nachdem die Bodenplatte und die Außenwände hergestellt sind, kann auf letztere die

<sup>20</sup> Siehe [VÖB RL - WU] Seite 5 und [ÖBV RL - Weiße Wannen] Seite 3

<sup>21</sup> Siehe [ÖNORM B 3692] Seite 19

<sup>22</sup> Siehe [PEC06] Seite 77

vertikale Abdichtung aufgebracht werden und der rückläufige Stoß im Fußbereich ausgeführt werden.<sup>23</sup>



**Abb. 3.2: Schwarze Wanne - rückläufiger Stoß [ÖNORM B 3692]**

### 3.2 Weiße Wanne

Übernimmt die Tragkonstruktion aus Stahlbeton auch die Aufgabe der Abdichtung gegen drückendes Wasser, ohne zusätzliche außenliegende Dichtungsmaßnahmen, spricht man von einer weißen Wanne<sup>24</sup>. Diese Abdichtungsvariante ist in der Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wannen der Österreichischen Bautechnik Vereinigung (ÖBV) geregelt. Sie bezieht sich ausschließlich auf die Ausführung der Bodenplatte und Wände in Ortbetonbauweise. Im Folgenden wird die Richtlinie zur Vereinfachung mit ÖBV RL - Weiße Wannen abgekürzt. Die Ausführung in Fertigteil- oder Halbfertigteilbauweise wird darin nicht erwähnt. Diese Varianten behandelt die Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke in Fertigteilbauweise des Verbandes Österreichischer Beton- und Fertigteilwerke (VÖB). Der Einfachheit geschuldet wird sie im folgenden Text mit VÖB RL - WU abgekürzt.

Um die Wasserundurchlässigkeit der erdberührenden Bauteile zu erreichen, ist gemäß der ÖBV RL - Weiße Wannen ein Zusammenspiel mehrerer Punkte erforderlich. Es handelt sich bei der weißen Wanne nicht rein um einen wasserundurchlässigen Baustoff, sondern um eine Bauweise. Zum einen muss ein genügend dichtes Betongefüge geschaffen werden. Zum anderen ist es das Ziel Rissbildung zu vermeiden bzw. falls Risse auftreten, die Rissbreite auf ein definiertes Maß zu beschränken. Durch eine günstige Dimensionierung und Anordnung der eingelegten Bewehrung, werden die

<sup>23</sup> Siehe [PEC06] Seite 78

<sup>24</sup> Dieses Unterkapitel basiert auf den Ausführungen in [ÖBV RL - Weiße Wannen].

auftretenden Risse möglichst fein verteilt. Auch die Anordnung und konstruktive Durchbildung von Arbeits- und Dehnfugen trägt wesentlich zu einem schlussendlich wasserundurchlässigen Bauteil bei. Alle Erfordernisse dieser Bauweise werden detailliert in Kapitel 4 behandelt.

Sollte es trotz Einhaltung der ÖBV RL - Weiße Wannen zu Undichtigkeiten kommen, müssen diese durch geeignete Sanierungsmaßnahmen beseitigt werden. Die Fehlstellen sind bei einer weißen Wanne (aus Ortbeton) einfacher zu lokalisieren, als bei einer schwarzen Wanne, da die feuchte Stelle an der Wandinnenseite in der Regel auch der Lokalisation des Risses entspricht. Bei der schwarzen Wanne sind dagegen Hinterläufigkeiten der Abdichtungsebene möglich. Das heißt, das Wasser dringt durch die Fehlstelle von außen durch die Abdichtungsebene, läuft dann zwischen Abdichtungsebene und Kelleraußenwandoberfläche entlang, und dringt an einer anderen Stelle durch die tragende Struktur in das Gebäudeinnere.

### **3.3 Braune Wanne**

Die Konstruktionsprinzipien einer braunen Wanne werden in dem Merkblatt Bentonitgeschützte Betonbauwerke - Braune Wannen der ÖBV zusammengefasst<sup>25</sup>. Die darin enthaltenen Ausführungen repräsentieren den heutigen Stand der Technik. Im folgenden Text wird die Abkürzung ÖBV Merkblatt - BW verwendet.

Diese Abdichtungsvariante wird bei dem Lastfall drückendes Wasser angewandt. Die erdberührenden Umfassungsbauteile aus Stahlbeton werden hierbei mit geotextilen Trägerbahnen verkleidet, in welche Bentonitgranulat eingewoben ist. Das hierbei verwendete Natriumbentonit hat die Eigenschaft bei Wasserzutritt und freier Expansionsmöglichkeit, auf das 12- bis 15-fache seines ursprünglichen Volumens zu quellen. Ist die Volumenzunahme behindert, entsteht ein Quelldruck, der eine abdichtende Wirkung hat. Bei Kelleraußenwänden behindert der Erddruck, den die Hinterfüllung auf das Gebäude (und damit auch auf die Bentonitmatten) ausübt, die Volumenzunahme. Im ÖBV Merkblatt - BW ist ein Gegendruck von mindestens 200 kg/m<sup>2</sup> gefordert. Versuche<sup>26</sup> bestätigen, dass der erwähnte Quelldruck nur innerhalb der geotextilen Trägerbahnen wirkt, aber keinen Druck auf das Gebäude aufbaut.

Zusätzlich zu den Bentonitbahnen trägt auch der Stahlbeton selbst zu der Dichtheit des Systems bei. In dem ÖBV Merkblatt - BW ist als Betonsortenkurzbezeichnung mindestens B2 vorgeschrieben. Diese Sorte umfasst eine Kombination von Expositionsklassen. Unter

---

<sup>25</sup> Dieses Unterkapitel basiert auf den Ausführungen in [PEC06] Seiten 86-87 und [ÖBV Merkblatt - BW].

<sup>26</sup> Siehe [PEC06] Seite 87

anderem deckt sie die Klasse XC3 ab, welche laut [ÖNORM B 4710-1] für „Wasserbauten und dichte Betonbauwerke, die mäßigem Wasserdruck ausgesetzt sind“<sup>27</sup>, anzuwenden ist. Die Stahlbetonkonstruktion ist gemäß ÖBV Merkblatt - BW auf eine maximale Rissbreite von  $w_{\max} = 0,3$  mm unter quasi-ständiger Einwirkungskombination<sup>28</sup> zu bemessen. Dies entspricht genau der Rissbreite, welche in der ÖNORM B 1992-1-1 in Tabelle 7 zur Einhaltung der Gebrauchstauglichkeit von Stahlbetonbauteilen gefordert wird. Bei der braunen Wanne Bauweise ist also nicht mehr Bewehrung einzulegen, als durch die Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise gemäß Eurocode 2 vorgegeben wird.<sup>29</sup> Das ist ein wesentlicher Unterschied zur weißen Wanne, da bei dieser zusätzliche rissbreitenbeschränkende Bewehrung berücksichtigt werden muss.

Bei Bodenplatten sind die Bentonitbahnen auf der Sauberkeitsschicht mit einer Überlappung von 10 cm zu verlegen. Flächige Abstandhalter distanzieren die untere Bewehrungslage von den Abdichtungsbahnen. Die freien Fasern an deren Oberfläche verbinden sich beim Betoniervorgang mit dem Frischbeton, weshalb nach dem Erhärten eine untrennbare Einheit entsteht.

Bei den Außenwänden werden die Bahnen mit 10 cm Überlappung in die Schalung eingelegt und mit dieser durch Nagelung verbunden. Nach dem Ausschalen erhält man qualitativ dasselbe Ergebnis, wie bei der Bodenplatte. Alternativ ist auch eine nachträgliche mechanische Befestigung der Matten an den Kelleraußenwänden möglich.

### 3.4 Vergleich der Abdichtungsvarianten

Die folgende Tab. 3.2 beinhaltet die wesentlichen Entscheidungskriterien, die bei der Wahl der Abdichtungsvariante eine Rolle spielen. Diese sind in der ersten Spalte aufgelistet. Schwarze Wanne, weiße Wanne und braune Wanne werden einander gegenübergestellt.

Es wird deutlich, dass *nicht* eine Abdichtungsvariante als die günstigste für alle Bauvorhaben angesehen werden kann. Vielmehr müssen objektspezifisch alle Randbedingungen betrachtet und die Vor- und Nachteile der einzelnen Varianten abgewägt werden. Auf einen Vergleich der Kosten wurde an dieser Stelle bewusst verzichtet, da in Abhängigkeit vom Bauvorhaben unterschiedliche Variablen eine Rolle spielen. Außerdem hängen die Kosten gerade bei der weißen und braunen Wanne stark

<sup>27</sup> Zitat: Siehe [ÖNORM B 4710-1], Seite 27

<sup>28</sup> Das sind Dauerlasten, welche für Langzeitauswirkungen maßgebend sind. Die Kombination der Lasten erfolgt gemäß EN 1990-1 und dem NAD.

<sup>29</sup> Die Eurocodes stellen eine Reihe europäischer Normen im Bauwesen dar. Sie werden vom Europäischen Komitee für Normung (CEN) verfasst und laufend überarbeitet. Der Eurocode 2 behandelt den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Stahlbetonbauten.

von dem geforderten Maß der Wasserundurchlässigkeit ab. Tendenziell ist jedoch die Schwarze Wanne am teuersten<sup>30</sup>. Es muss hierbei aber berücksichtigt werden, dass diese bei fachgerechter Herstellung absolut wasserdicht<sup>31</sup> ist. Das heißt es kommt zu keinem Eintritt von Wasser in das Betonbauteil - folglich also auch zu keinem Durchtritt. Dies ist bei einer weißen Wanne gemäß ÖBV RL - Weiße Wannens und einer braunen Wanne gemäß ÖBV Merkblatt - BW anders. Man kann hierbei nur von Wasserundurchlässigkeit sprechen, da gewisse Feuchtigkeitsstellen<sup>32</sup> an den Wandinnenseiten zulässig und auch zu erwarten sind. Die Risse im Betonbauteil stellen diese Undichtigkeiten dar.

	Schwarze Wanne	Weiße Wanne		Braune Wanne
		Bodenplatte, Ortbetonwand	Elementwand	
<b>1. Regelwerk</b>	ÖNORM B 3692	ÖBV Richtlinie	VÖB Richtlinie	ÖBV - Merkblatt
<b>2. Maß der Wasserundurchlässigkeit</b>	wasserdicht	wasserundurchlässig	wasserundurchlässig	wasserundurchlässig
<b>3. Angriff der Tragstruktur durch Wasser</b>	nein	ja (widerstandsfähig durch Expositionsklassen)	ja (widerstandsfähig durch Expositionsklassen)	ja (widerstandsfähig durch Expositionsklassen)
<b>4. Maß der über den EC2 gehenden Anforderungen an die Tragstruktur</b>	keine zusätzlichen Anforderungen	hoch (gemäß ÖBV - RL)	mittel (gemäß VÖB - RL)	gering (gemäß ÖBV - MB)
<b>5. Platzbedarf zum Baugrubenverbau</b>	abhängig von der Ausführungsvariante	kein Platzbedarf	abhängig von der Stoßfugenabdichtung	abhängig von der Ausführungsvariante
<b>6. Witterungsabhängigkeit bei der Herstellung</b>	ja	bedingt witterungsabhängig	bedingt witterungsabhängig	bedingt witterungsabhängig
<b>7. Abdichtung als eigener Arbeitsschritt</b>	ja	nein	abhängig von Stoßfugenabdichtung	ja
<b>8. Sanierungsaufwand</b>	hoch	relativ gering	abhängig von der Fehlstelle	relativ gering

**Tab. 3.2: Vergleich der Abdichtungsvarianten [HÜB16] - in Anlehnung an [PEC06]**

<sup>30</sup> Siehe [LUF10] Seiten 594 - 595 und [PEC06] Seite 75

<sup>31</sup> Aus der Sicht des Autors wird unter "wasserdicht" verstanden, dass Wasser nicht in die tragende Stahlbetonkonstruktion eindringen kann. Unter "wasserundurchlässig" wird in dieser Arbeit verstanden, dass flüssiges Wasser in die Stahlbetonstruktur eindringen kann (siehe Abschnitt 4.3) und bei Rissbildung in einem gewissen Maß durchdringen kann.

<sup>32</sup> Siehe [ÖBV RL - Weiße Wannens] Seite 4, Tab. 3/1 und [ÖBV Merkblatt - BW] Seite 3, Tab. 3/1



## **4 Konstruktive Grundlagen der weißen Wanne**

### **4.1 Normative Regelung bzw. Richtlinien**

#### **4.1.1 Ortbetonbauweise**

Im Gegensatz zur schwarzen Wanne, deren Planung und Ausführung durch die ÖNORM B 3692 (Planung und Ausführung von Bauwerksabdichtungen) festgelegt ist, existiert für die weiße Wanne kein normatives Regelwerk. Im Jahr 1999 wurde von der österreichischen Bautechnik Vereinigung (ÖBV) erstmals die Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wannan (im Folgenden als ÖBV RL - Weiße Wannan bezeichnet) aufgelegt<sup>33</sup>. Sie gab den damaligen Stand der Technik dieser Bauweise wieder. 2002 wurde die Richtlinie überarbeitet, um den neuen europäischen und österreichischen Normen auf dem Gebiet der Betontechnologie Rechnung zu tragen und den aktuellen Erfahrungsstand einfließen zu lassen. Die Überarbeitung vom März 2009 bildet den Letztstand dieser Richtlinie, stellt den aktuellen Stand der Technik dar und ist vollständig kompatibel mit den Eurocodes. Derzeit ist eine Neuauflage in Arbeit, die frühestens im Herbst 2016 erscheinen wird.

Der Arbeitskreis, welcher für die Erstellung der Richtlinie verantwortlich ist, besteht aus Vertretern von Planern, Ausführenden, Betonherstellern, Forschungseinrichtungen und Auftraggebern. Die enge Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten ist unbedingt erforderlich, um die Richtlinie bei einem Bauvorhaben vollständig umsetzen zu können.

Damit die Richtlinie für alle Projektbeteiligten verbindlich wird, muss sie im Bauvertrag vereinbart werden. Dies gilt ebenfalls für die einzuhaltenden Normen.

#### **4.1.2 Elementwandbauweise**

Bis zum Jahr 2011 gab es keine nationalen Regularien, die sich mit wasserundurchlässigen Stahlbetonwänden aus Fertig- bzw. Halbfertigteilen auseinandersetzen<sup>34</sup>. Der Verband Österreichischer Beton- und Fertigteilwerke (VÖB) gab im August 2011 die Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke in Fertigteilbauweise (im Folgenden als VÖB RL - WU bezeichnet) heraus. Damit schuf er eine Arbeitsgrundlage für diese Bauweise. Die Richtlinie ist vollständig kompatibel mit den Eurocodes und teilweise in Kombination mit der in Kapitel 4.1.1 erwähnten ÖBV Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wannan anzuwenden. Aus dem Grund

---

<sup>33</sup> Dieser Abschnitt basiert auf dem Vorwort der [ÖBV RL - Weiße Wannan].

<sup>34</sup> Dieser Abschnitt basiert auf den Ausführungen in [VÖB RL - WU], Seite 3.

wird in dieser Arbeit bei der Beschreibung der Elementwandbauweise des Öfteren auch auf die ÖBV RL - Weiße Wannen verwiesen.

Um für alle Projektbeteiligten den Status der Verbindlichkeit zu erreichen, muss die Richtlinie im Bauvertrag vereinbart werden.

## 4.2 Bemessung der Kelleraußenwände im GZT und GZG

Neben der Abdichtung des Gebäudes übernehmen die Stahlbetonwände auch eine tragende und lastableitende Funktion. Deshalb sind Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) zu führen. Diese Nachweise sind unabhängig von der Abdichtungsvariante und den Richtlinien, welche in den Kapiteln 4.1.1 und 4.1.2 erwähnt wurden, in jedem Fall zu erbringen.

Generell erfolgt der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch die Erfüllung der Grenzzustandsgleichung (Formel 4.1) gemäß ÖNORM EN 1990:

$$E_d \leq R_d \qquad \text{Formel 4.1: Grenzzustandsgleichung}$$

$E_d$  Bemessungswert der Einwirkung

$R_d$  Bemessungswert des Widerstandes

Bei der Bemessung sind laut [ÖNORM EN 1990] Abschnitt 6.4.1 folgende Grenzzustände zu unterscheiden:

EQU (Loss of Static Equilibrium)	„Verlust der Lagesicherheit des Tragwerks oder eines seiner Teile“ (z.B. Gleiten, Kippen)
STR (Stress-Structural Failure)	„Versagen oder übermäßige Verformung des Tragwerks oder seiner Teile“ (Tragfähigkeit)
GEO (Geotechnical Failure)	„Versagen oder übermäßige Verformung des Baugrundes“
FAT (Fatigue Failure)	„Ermüdungsversagen des Tragwerks oder seiner Teile“

In Abhängigkeit von der Beanspruchung des Tragwerks wird eine entsprechende Grenzzustandsgleichung aufgestellt.<sup>35</sup> Im Wesentlichen beschränkt sich der Nachweis bei den Kelleraußenwänden auf den Fall STR.

Neben einem Tragsicherheitsnachweis muss für Stahlbetonbauteile auch ein Gebrauchstauglichkeitsnachweis gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 Abschnitt 7, unter Berücksichtigung des nationalen Anwendungsdokuments ÖNORM B 1992-1-1, geführt

<sup>35</sup> Siehe [KOL11] Kapitel 6, Seite 2

werden. Bei Kelleraußenwänden einer weißen Wanne beschränkt sich dieser Nachweis im Wesentlichen auf einen Rissbreitennachweis. Gemäß dem NAD darf eine Rissbreite von 0,3 mm unter quasi-ständiger Beanspruchung nicht überschritten werden.

Im folgenden Kapitel 4.2.1 werden zunächst die Möglichkeiten der Modellbildung für eine spätere Bemessung diskutiert. Anschließend werden in Kapitel 4.2.2 alle relevanten Belastungen vorgestellt.

#### 4.2.1 Statisches Modell

Ein mögliches statisches Modell<sup>36</sup> einer eingeschossigen Stahlbetonwand ist ein lotrechter Plattenstreifen mit beidseitig gelenkiger Lagerung (siehe Abb. 4.2). Dieses statische Modell wird auch in den Ausführungen im Beton Kalender 2009 verwendet.<sup>37</sup> Es handelt sich hierbei um eine starke Vereinfachung der Realität, die jedoch Vorteile bietet. Die Modellfindung geschieht rasch und das System lässt sich ohne EDV-Programm, durch Gleichgewichtsbetrachtungen, lösen.

In der Regel besteht zwischen Fundamentplatte und den aufgehenden Wänden eine zweireihige Verbindung durch Steckeisen, wodurch eine gewisse Einspannung erreicht wird. Das heißt, es kann ein negatives Biegemoment im Fußpunkt der Wand aufgenommen werden, welches das positive Feldmoment in der Wand reduziert. Um jedoch ein auf der sicheren Seite liegendes Feldmoment zu erhalten, wird diese Einspannwirkung oft vernachlässigt. Demzufolge ergeben sich geringere Anforderungen an die Steckeisen aus der Bodenplatte und diese können geringer dimensioniert werden. Des Weiteren muss die äußere Bewehrungslage der Wände lediglich der Wandmindestbewehrung gemäß Eurocode 2 (EC 2) entsprechen.

Ein weiterer Grund für diese vereinfachte Betrachtungsweise ergibt sich bei der Elementwandbauweise. Da die Fertigteilschalen bis zu 7 cm dick sind (siehe Abb. 4.8 auf Seite 37) und sich die (oft einreihigen) Steckeisen im Bereich des Kernbetons befinden, besteht eine deutlich reduzierte statische Nutzhöhe<sup>38</sup>. Dies bewirkt eine geringere Momententragfähigkeit des Querschnitts und somit eine geringere Einspannwirkung im Wandfußpunkt. Aus baupraktischen Gründen kann außerdem nicht immer gewährleistet werden, dass sich die Steckeisen an der exakt dafür vorgesehenen Position befinden. Weiters stellt die Fuge zwischen den beiden Fertigteilplatten und der Bodenplatte eine mögliche Schwächung des Querschnitts dar, sollte diese nicht satt ausbetoniert sein. Aus

---

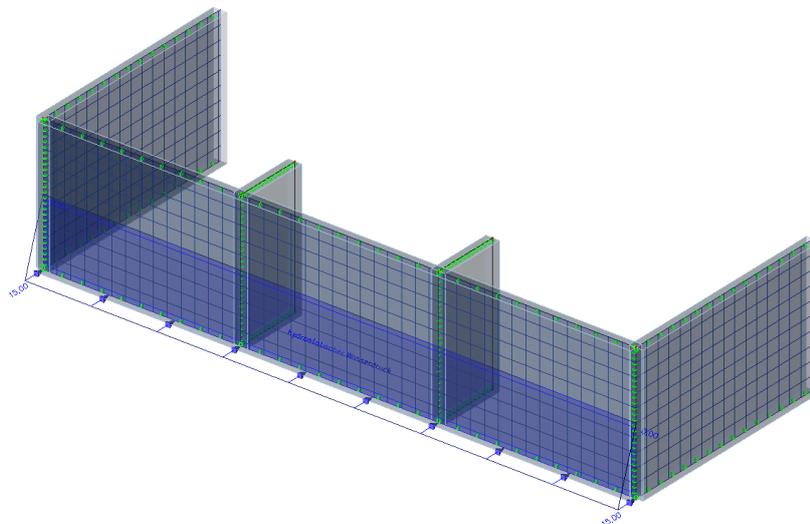
<sup>36</sup> Dieser Abschnitt basiert auf den Ausführungen in [KOLB13], Seiten 93-94.

<sup>37</sup> Siehe [BER09] Seite 466

<sup>38</sup> Statische Nutzhöhe: Im Querschnitt ist dies der Abstand zwischen gedrücktem Rand und Schwerpunkt der Biegezugbewehrung.

den genannten Gründen wird der gelenkigen Lagerung im statischen Modell oft der Vorzug gegeben. Gemäß dem Beton-Kalender 2009 [BER09] besteht unter Einhaltung gewisser Randbedingungen auch die Möglichkeit auf die Steckeisen zwischen Bodenplatte und Fundament komplett zu verzichten. Die Schubkraftübertragung erfolgt dann durch die Rauheit der Fuge zwischen den beiden Bauteilen.

Die zweite Möglichkeit der Modellierung berücksichtigt die stützende Wirkung der aussteifenden Querwände. Hierdurch erhält man eine vierseitig gelagerte Platte mit Querbelastrung durch Erd- und Wasserdruck und Normalkraft in der Ebene durch Eigengewicht und Nutzlasten.<sup>39</sup> Die Lagerung ist für gewöhnlich als allseitig gelenkig anzunehmen. Die Finite Elemente Methode (FEM) ermöglicht eine Berechnung und Bemessung derartiger Systeme. In Abb. 4.1 ist ein FE - Modell von Kelleraußenwänden abgebildet. Die Liniengelenke, welche eine Verdrehung der Wände entlang der Kanten zulassen, sind in hellgrün dargestellt. Die Bodenplatte, Kellerdecke und Geschoße darüber sind aus Darstellungsgründen ausgeblendet. Im Vordergrund ist in blau der Lastfall "hydrostatischer Wasserdruck" als dreiecksförmige Flächenlast eingeblendet. Bei dieser Art der Modellbildung wird im Gegensatz zu dem lotrechten Plattensteifen, neben der vertikalen, auch die horizontale Tragwirkung der Wände berücksichtigt. Die beiden aussteifenden Wandpfeiler im Zentrum der Abbildung wirken als Zwischenaufleger für die Kelleraußenwand im Vordergrund. Die zwei Außenwände an den Seiten sind die Endauflager. Somit ergibt sich in horizontaler Richtung ein Durchlaufsystem mit drei Feldern. In vertikaler Richtung ist die Außenwand ein gelenkig gelagerter Einfeldträger, der unten durch die Bodenplatte und oben durch die Kellerdecke gehalten ist. Dadurch ergibt sich eine zweiaxiale Tragwirkung. Die Schnittgrößen können mit Hilfe der FEM berechnet werden.



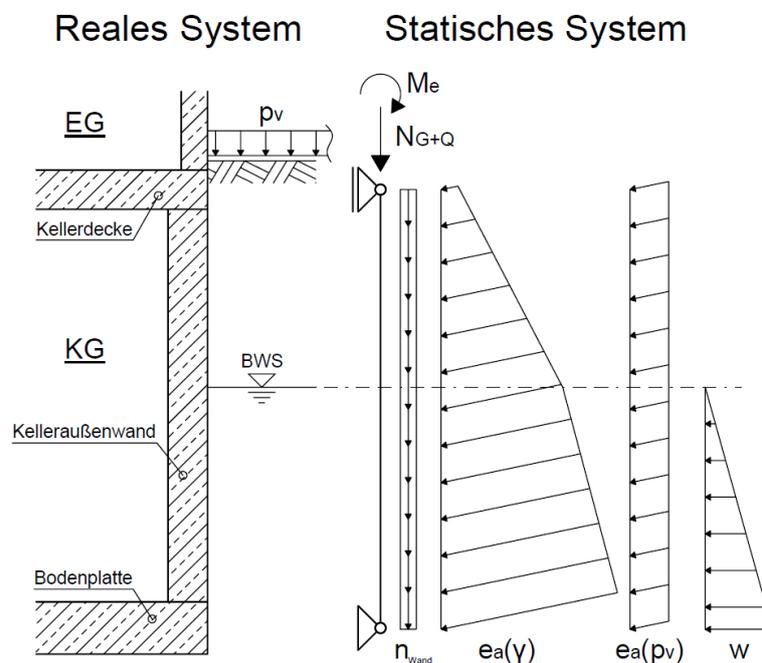
**Abb. 4.1: Auszug eines FE - Modells der Kelleraußenwände [HÜB16]**

<sup>39</sup> Siehe [PEC06] Seite 33

### 4.2.2 Belastungsgrößen

Die Lasteinwirkung auf die Kelleraußenwände setzt sich aus folgenden Anteilen zusammen:

- ◆ Vertikale Lasten, die in der Ebene der Wand wirken:
  - Eigengewicht des Gebäudes
  - Nutzlasten
- ◆ Querbelastung von außen:
  - Erddruck, bestehend aus:
    - \* aktivem Erddruck oder erhöhtem aktiven Erddruck oder Erdruhedruck
    - \* Belastung der angrenzenden Geländeoberfläche (z.B. durch Verkehr)
    - \* Verdichtungsdruck
    - \* Silodruck, wenn sich nahe der Außenwand eine Baugrubenwand (z.B. eine Bohrpfehlwand) oder Felswand befindet <sup>40</sup>
  - Wasserdruck (Bemessungswasserstand bis Bauteilunterkante)
- ◆ Durch Verformungsbehinderung verursachte Zwangsbeanspruchung



**Abb. 4.2: Belastungsgrößen auf Kelleraußenwand [HÜB16]**

Die Belastungen sind gemäß ÖNORM EN 1991-1-1 (Einwirkungen auf Tragwerke), dem NAD ÖNORM B 1991-1-1, der ÖNORM B 4434 (Erddruckberechnung) und den RVS (Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen) festzulegen. Die maßgebende

<sup>40</sup> Siehe [ÖBV RL - Weiße Wannen] Seite 10

Einwirkungskombination für die Berechnung des Bemessungswertes der Einwirkung ist gemäß ÖNORM EN 1990 (Grundlagen der Tragwerksplanung) und dem nationalen Anwendungsdokument festzusetzen.

In Abb. 4.2 sind die auf das statische System anzusetzenden Belastungsgrößen dargestellt. Von links nach rechts betrachtet handelt es sich um:

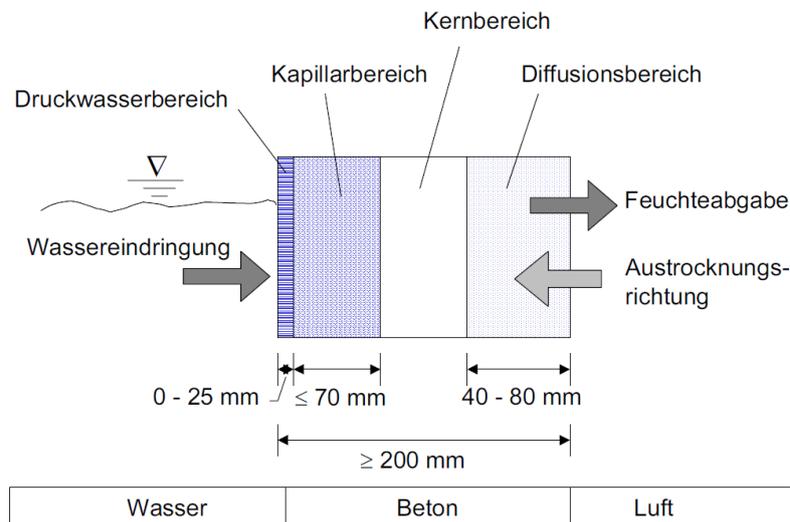
- ◆ die Vertikalbelastung  $N_{G+Q}$  aus Eigengewicht und Nutzlasten der Decke über KG und den Geschoßen über KG,
- ◆ das Moment  $M_e$  aus der eventuell zur Wandachse der Kelleraußenwand exzentrisch angreifenden Vertikalbelastung,
- ◆ das Eigengewicht der Kelleraußenwand  $n_{Wand}$ ,
- ◆ den aktiven Erddruck  $e_a$  (bzw. den erhöhten aktiven Erddruck), gemäß ÖNORM B 4434 berechnet,
- ◆ die Komponente des aktiven Erddrucks  $e_a(p_v)$ , welche sich aus der Belastung des Geländes  $p_v$  ergibt (gemäß ÖNORM B 4434) ,
- ◆ den hydrostatischen Wasserdruck  $w$ .

Den aktiven Erddruck betreffend ist festzuhalten, dass dieser nur dann angesetzt werden darf, sofern es sich um nachgiebige Konstruktionen im Sinne der ÖNORM B 4434 handelt. Sind die Voraussetzungen dafür nicht gegeben, muss ein erhöhter aktiver Erddruck gemäß Abschnitt 6.2 oder gar der Ruhedruck gemäß Abschnitt 8.4 in der ÖNORM angesetzt werden. In dieser Diplomarbeit werden bei der Bemessung der Wände für den Kostenvergleich in Kapitel 7 anteilig 50% aktiver Erddruck und 50% Erdruhedruck angesetzt.

Nach der Berechnung der maßgebenden Schnittgrößen (Überlagerung von Lastschnittgrößen und Zwangsschnittgrößen), wird eine Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß EC2 durchgeführt. Dies ergibt eine bestimmte erforderliche Bewehrung in der Wand. Diese Bewehrung ist unabhängig von der gewählten Abdichtungsvariante mindestens einzulegen. Gemäß Tab. 3.2, Punkt 4 sind bei der weißen Wanne darüber hinaus die entsprechenden Richtlinien (ÖBV-Richtlinie, VÖB-Richtlinie) bzw. bei der braunen Wanne das Merkblatt der ÖBV anzuwenden. Aus den Vorschriften in diesen Regularien ergibt sich die zusätzlich erforderliche Bewehrung.

### 4.3 Feuchtetransport durch einen Stahlbetonquerschnitt

Als Grundlage für die gesamte Thematik der weißen Wanne ist es unerlässlich sich zunächst damit zu befassen, inwieweit drückendes Wasser, das einseitig auf einen **ungerissenen** Betonquerschnitt wirkt, in diesen ein- bzw. durchdringt<sup>41</sup>.



**Abb. 4.3: Feuchtetransport bei einseitiger Beaufschlagung mit drückendem Wasser [Erläuterungen WU-RL]**

Dabei können, wie in Abb. 4.3 zu sehen, vier Bereiche (von der wasserbeaufschlagten Seite ausgehend) identifiziert werden:

- ◆ Druckwasserbereich
- ◆ Kapillarbereich
- ◆ Kernbereich
- ◆ Diffusionsbereich

Die in Abb. 4.3 dargestellten und im nachfolgenden Absatz erwähnten Abmessungen beziehen sich auf einen Beton mit einem w/z-Wert (Wasserzementwert) von 0,55. Die Erläuterung des Feuchtetransports durch ein Betonbauteil wird sowohl in [Erläuterungen WU-RL] als auch in [HOH16] ausgeführt.

Durch den hydrostatischen Druck dringt das Wasser bis zu 25 mm in den Druckwasserbereich des Querschnitts ein. Dieser Vorgang wird auch als Permeation bezeichnet. Anschließend befindet sich der bis zu 70 mm starke Kapillarbereich. In ihm geschieht der Wassertransport durch kapillares Saugen, aufgrund der Grenzflächenspannungen an den Porenwandungen. Raumseitig befindet sich der bis zu 80 mm dicke Diffusionsbereich. Die darin vorhandene Stofffeuchte ("Baufeuchte") wird an den Innenraum abgegeben, wobei der Transport durch Diffusion erfolgt. Das heißt,

<sup>41</sup> Dieser Abschnitt basiert auf [Erläuterungen WU-RL], Seiten 6 - 7 und [HOH16], Seiten 20 - 21.

Wasserdampf wandert ausgelöst durch Partialdruckunterschiede durch den Beton. Allerdings ist diese Abgabe zeitlich begrenzt und sie beeinflusst das Raumklima, im Vergleich zu der durch Nutzung eingetragenen Feuchtigkeit, nur geringfügig. Ist der Querschnitt genügend dick, so befindet sich zwischen Diffusions- und Kapillarbereich der Kernbereich, durch den kein Wasser transportiert wird.

**Es kann somit festgehalten werden, dass durch ein ausreichend dickes und ungerissenes Betonbauteil, im Falle einer einseitigen Druckwasserbeanspruchung, kein Wasserdurchtritt stattfindet.**

Außerdem besagt [Erläuterungen WU-RL], dass bei niedrigerem w/z-Wert dünnere Betonquerschnitte ausreichen, um Wasserdurchtritt ausschließen zu können.

## 4.4 Ortbetonbauweise gemäß ÖBV Richtlinie - Weiße Wannen

### 4.4.1 Klassifizierung

Haben sich die Projektbeteiligten auf die weiße Wanne als Abdichtungsvariante geeinigt, muss in einem allerersten Schritt eine Klassifizierung der Konstruktion gemäß der ÖBV RL - Weiße Wannen vorgenommen werden<sup>42</sup>.

Das Maß der Wasserundurchlässigkeit muss bereits in der Ausschreibungsphase, sobald die genaue Nutzung des Kellers feststeht, vom Auftraggeber in Abstimmung mit dem Planer definiert werden. Dies geschieht über die Festlegung einer Anforderungsklasse (siehe Tab. 4.1). Es wird hierbei nicht zwischen Decken, Außenwänden, und Bodenplatten unterschieden.

Insgesamt gibt die Richtlinie fünf Anforderungsklassen vor, wobei die Klasse A<sub>s</sub> gemäß einer Anmerkung in der Richtlinie nur in Sonderfällen angewendet werden sollte. Ein Grund wird hierfür nicht explizit genannt.<sup>43</sup> Im Rahmen dieser Arbeit wird sie dennoch auf ihre Einzelkosten untersucht.

Die Klasse A<sub>4</sub> betrifft die Außenschale bei zweischaliger Bauweise und ist somit für diese Arbeit nicht relevant.

In Tab. 4.1 ist zu sehen, dass die diversen Klassen über das Ausmaß der feuchten Stellen definiert sind. Außerdem sind Anwendungsbeispiele angeführt, die eine Entscheidung erleichtern sollen. Die für diese Arbeit relevanten Klassen sind rot markiert.

---

<sup>42</sup> Der Abschnitt 4.4 basiert auf den Ausführungen in [ÖBV RL - Weiße Wannen].

<sup>43</sup> Bei größerem Wasserdruck ( $\approx 3,0$  m) ergibt die Anforderungsklasse A<sub>s</sub> die Konstruktionsklasse Kon<sub>s</sub>. Diese erfordert gemäß Tab. 4.3 auf Seite 26 Bauteildicken von mindestens 45 bzw. 60 cm. Außerdem ist deutlich mehr Bewehrung einzulegen, als bei den anderen beiden Konstruktionsklassen. Die Wirtschaftlichkeit dieser Klasse ist somit zu hinterfragen.

Anford. Klasse	Kurzbezeichnung	Beschreibung der Betonoberfläche	Beurteilung der Feuchtigkeitsstellen	Zulässige Fehlstellen (Feuchtigkeitsstellen, Risse, usw.) an der Betonoberfläche	Zusatzmaßnahmen	Anwendungsbeispiele	Bauweisen
A <sub>5</sub> Sonderklasse	vollständig trocken	Keine visuell feststellbaren Feuchtstellen (Dunkelfärbungen) erkennbar			Bauphysikalische Untersuchung und Konditionierung/Klimatisierung des Raumes unbedingt erforderlich.	Lager für besonders feuchtigkeitsempfindliche Güter.	"Weiße Wanne" im Sinne dieser Richtlinie Dichte Schlitzwände gemäß ÖVB-Richtlinie
A <sub>1</sub>	weitgehend trocken	Visuell einzelne feststellbare Feuchtigkeitsstellen (max. matte Dunkelfärbung)	Nach Berühren mit der trockenen Hand (flächenhaft) sind an der Hand keine Wasser Spuren zu erkennen.	1 % der Bauteiloberfläche als Feuchtigkeitsstellen zulässig. Wasserfahnen, die nach maximal 20 cm abtrocknen.	Es ist eine bauphysikalische Untersuchung erforderlich, der zufolge eine Konditionierung/ Klimatisierung des Raumes erforderlich sein kann (z.B. bei langem Aufenthalt von Menschen).	Verkehrsbauwerke mit hohen Anforderungen. Aufenthaltsräume. Lager. Hauskeller (Einlagerungsräume), Haustechnikräume mit besonderen Anforderungen	
A <sub>2</sub>	leicht feucht	Visuell und manuell feststellbare, einzelne glänzende Feuchtigkeitsstellen an der Oberfläche	Keine Mengenummessung von ablaufendem Wasser möglich. Nach Berühren mit der Hand sind daran Wasser Spuren erkennbar.	1 % der Bauteiloberfläche als Feuchtigkeitsstelle zulässig. Einzelne Wasserfahnen, die an der Betonoberfläche des jeweiligen Bauteils abtrocknen.	In Sonderfällen kann eine Konditionierung/Klimatisierung notwendig sein.	Garagen, Haustechnikräume (z.B. Heizräume, Kollektoren), Verkehrsbauwerke	
A <sub>3</sub>	feucht	Tropfenweiser Wasserausstrom mit Bildung von Wasserschlieren	Das ablaufende Wasser kann in Auffanggefäßen mengenmäßig gemessen werden.	Für Wände, Bodenplatten und Schlitzwände gilt: die maximale Wassermenge pro Fehlstelle bzw. im Schlitzwandarbeitsfuge darf 0,2 l/h nicht überschreiten, wobei der Wasserdurchtritt pro m <sup>2</sup> Wand im Mittel 0,01 l/h nicht überschreiten darf. <sup>1)</sup>	Entwässerungsmaßnahmen vorsehen.	Garagen (mit Zusatzmaßnahmen, z.B. Entwässerungsrinnen) etc.	
A <sub>4</sub>	nass	Einzelne rinnende Wasserausstromstellen für Bodenplatten, Wände und Schlitzwände	Das ablaufende Wasser kann in Auffanggefäßen mengenmäßig gemessen werden.	Die maximale Wassermenge pro Fehlstelle darf 2 l/h nicht überschreiten, wobei der Wasserdurchtritt pro m <sup>2</sup> Wand im Mittel 1 l/h nicht überschreiten darf. <sup>1)</sup>	Entwässerungsmaßnahmen vorsehen.	Außenschale der zweischaligen Bauweise.	

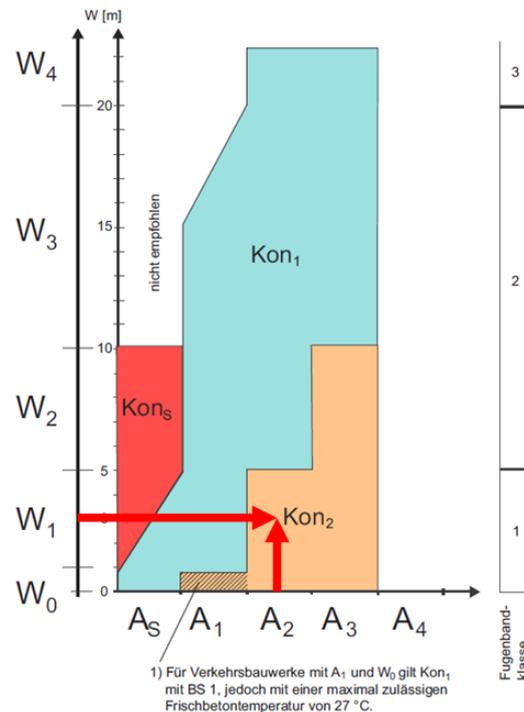
Tab. 4.1: Anforderungsklassen [ÖBV RL - Weiße Wannen]

Weiters ist der Bemessungswasserstand (Definition siehe Kapitel 3.1 auf Seite 12) bereits in der Ausschreibungsphase festzulegen, wodurch sich gemäß Tab. 4.2 eine Wasserdruckklasse ergibt. Hierfür ist der Wasserdruck maßgebend, welcher auf die Unterkante des betrachteten Bauteils wirkt. Will man beispielsweise die Wasserdruckklasse einer Kellerwand bestimmen, so ist der lotrechte Abstand zwischen Bemessungswasserstand und dem Fußpunkt der Wand (= Fundamentoberkante = FDOK) ausschlaggebend.

Wasserdruckklasse <sup>1)</sup>	Beschreibung
W <sub>0</sub>	Wasserdruck 0,0 – 1,0 m
W <sub>1</sub>	Wasserdruck > 1,0 – 5,0 m
W <sub>2</sub>	Wasserdruck > 5,0 – 10,0 m
W <sub>3</sub>	Wasserdruck > 10,0 – 20,0 m
W <sub>4</sub>	Wasserdruck > 20,0 m

Tab. 4.2: Wasserdruckklassen [ÖBV RL - Weiße Wannen]

Anforderungsklasse und Wasserdruckhöhe bestimmen gemäß Abb. 4.4 die zur Ausführung kommende Konstruktionsklasse. Als Beispiel ist in dieser Abbildung die Ermittlung der Konstruktionsklasse bei einer Wasserdruckhöhe von 3,0 m und der Anforderungsklasse A<sub>2</sub> dargestellt. In Tab. 4.3 sind sämtliche Konstruktionsklassen und die jeweils einzuhaltenden Konstruktions- und Bemessungsvorschriften angeführt. Die für diese Arbeit relevanten Klassen sind rot gekennzeichnet.



**Abb. 4.4: Zusammenhang zwischen Anforderungsklasse, Wasserdruck und Konstruktionsklasse [ÖBV RL - Weiße Wannen]**

Konstruktionsklasse	min. Bauteildicke (m) <sup>1), 2)</sup>	Bemessung auf Zwang	Bemessung auf Last	Betonstandard	Sonstige konstruktive Erfordernisse
Kon <sub>S</sub> Sonderklasse	≥ 0,45 ≥ 0,60 für W <sub>2</sub>	siehe Abb. 4/5	Rissbreitenbeschränkung auf ≤ 0,15 mm	BS 1	Maximale Bauteillängen <sup>3)</sup> : Abstände der Dehnfugen: ≤ 15 m Einbau von Gleitfolien als Trennung von Außen- zur Innenschale erforderlich, ev. Vorspannung vorsehen, ev. doppelte Fugenbandführung. Vermeidung von Höhengsprüngen. Vermeidung von Bewegungsbehinderungen durch Kontakt mit der Umgebung
Kon <sub>1</sub>	≥ 0,25 bis 3 m Wasserdruck ≥ 0,35 bis 20 m Wasserdruck ≥ 0,60 über 20 m Wasserdruck	siehe Abb. 4/6	Rissbreitenbeschränkung auf ≤ 0,20 mm	BS H <sup>3)</sup> , BS 1 BS 1	Empfohlene Bauteillängen <sup>3)</sup> : Abstände der Dehnfugen: 15 bis 30 m Höhensprünge angerampt, Neigung ca. 30° Einlage von Trennfolien empfohlen. Anordnung von Temperaturfeldern. Bei Ausführung als Verbundsystem (enge Verzahnung mit einer Außenwand) Bauteillänge ≤ 40,0 m. <sup>4)</sup>
Kon <sub>2</sub>	≥ 0,25 bis 3 m Wasserdruck ≥ 0,30 über 3 m Wasserdruck	siehe Abb. 4/7	Rissbreitenbeschränkung auf < 0,25 mm	BS H <sup>3)</sup> , BS 2 BS 2	Empfohlene Bauteillängen <sup>3)</sup> : Abstände der Dehnfugen: 30 bis 60 m Kontakt mit der Umgebung zugelassen. Blockteilung bei Querschnitts- bzw. Steifigkeitsänderungen. Höhengsprünge sind konstruktiv zu beachten (Anrampung Neigung ca. 30°, Trennung, etc.)

**Tab. 4.3: Konstruktionsklassen für geschalte Bauteile [ÖBV RL - Weiße Wannen]**

#### 4.4.2 Einwirkungen

Risse im Beton, die schließlich undichte Stellen in der Konstruktion darstellen, können einerseits durch Lastschnittgrößen und andererseits durch Zwangsschnittgrößen entstehen. Unter Lastschnittgrößen versteht man die inneren Kraftgrößen eines Bauteils, welche durch äußere Belastung erzeugt werden. Die Ursachen für Zwangsschnittgrößen sind Temperatur, Schwinden und aufgezwungene Verformungen. Sofern die dadurch hervorgerufenen Dehnungen unbehindert auftreten können, kann sich die Struktur zwangsspannungsfrei verformen. Im Falle einer Verformungsbehinderung entstehen

Zwangsspannungen.<sup>44</sup> Bei Stahlbetonwänden besteht eine als horizontal unverschieblich bzw. starr anzusehende Verbindung zur Bodenplatte. Dies resultiert aus der Rauigkeit der Arbeitsfuge und der Verbindung durch Steckeisen.<sup>45</sup> Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite<sup>46</sup>, da eine komplette Verformungsbehinderung zu den größten Zwangsspannungen führt. Im Folgenden wird näher auf die Ursachen für die Zwangsspannungen bei Wänden im jungen Betonalter eingegangen.

#### **4.4.2.1 Zwangsbeanspruchung in Folge abfließender Hydratationswärme**

Der gesamte Vorgang des Erstarrens und Erhärtens von Zement wird als Zementhydratation bezeichnet.<sup>47</sup> Hierbei handelt es sich um einen exothermen Prozess, bei dem Wärme freigesetzt wird. Mit einer Veränderung der Temperatur eines Bauteils gehen stets auch Dehnungen einher. Wie zuvor in Kapitel 4.4.2 erwähnt, werden diese Dehnungen im Fußbereich einer Stahlbetonwand durch die Kopplung mit der Fundamentplatte verhindert, weshalb Zwangsspannungen auftreten.

In dem Artikel Mindestbewehrung von weißen Wannen aus Doppelwänden von Kerkeni, Hegger und Kahmer [KER02] wird der Zusammenhang zwischen Temperaturverlauf, Zwangsspannungen und E-Modul erläutert (siehe Abb. 4.5): Etwa zwei Stunden nach dem Betonieren treten erste nennenswerte Temperaturanstiege auf, woraufhin sich der Beton ausdehnen möchte, jedoch durch die Kopplung daran gehindert wird. Da das Elastizitätsmodul des Betons in dieser Phase noch sehr gering ist und der Beton somit in der Lage ist plastische Verformungen aufzunehmen, entstehen keine horizontalen Druckspannungen in der Wand. Nach weiterer Erwärmung kommt es schließlich zu messbaren Druckspannungen. Nach dem Erreichen einer maximalen Temperatur kühlt das Bauteil wieder ab, da es mehr Wärmeenergie an seine Umgebung abgibt, als der Hydratationsprozess liefert. Durch den Abkühlvorgang bei bereits wesentlich höherem E - Modul und dem Bestreben der Wand sich zusammenzuziehen entstehen in horizontaler Richtung Zugspannungen, welche bei Überschreitung der (zeitlich abhängigen) Betonzugfestigkeit zum Riss führen.

---

<sup>44</sup> Siehe [SCH11] Seite 17

<sup>45</sup> Siehe [SCH11] Seite 33

<sup>46</sup> Siehe [KER02] Seite 4-5

<sup>47</sup> Siehe [HEN02] Seite 105

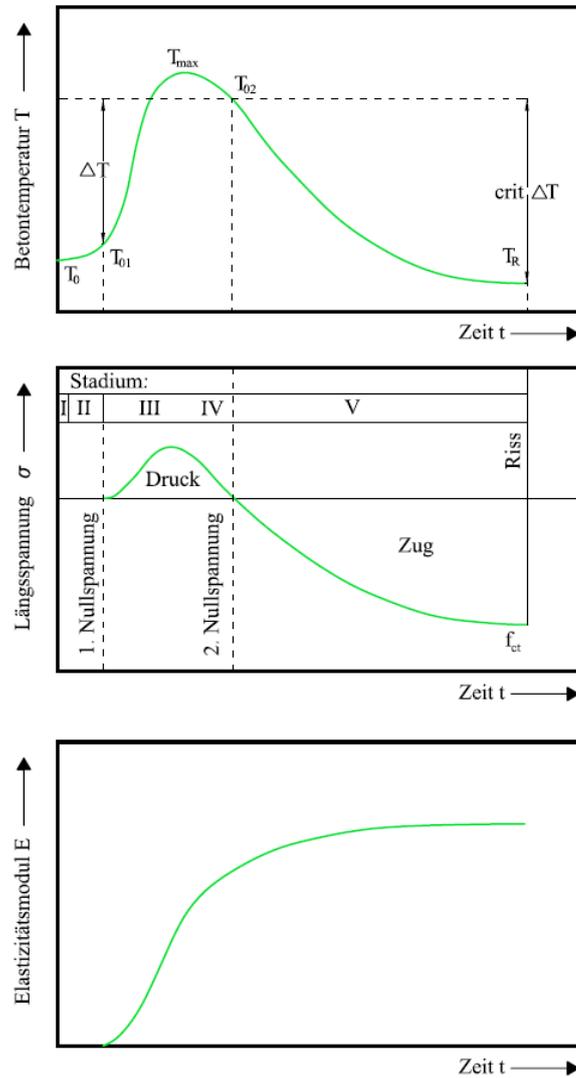


Abb. 4.5: Zeitlicher Verlauf der Temperatur, der Längsspannungen und des E-Moduls [SCH11]

#### 4.4.2.2 Zwangsbeanspruchungen infolge Schwindens

Unter Schwinden versteht man die last- und temperaturunabhängige Volumenänderung des Betons, die in ihrer Wirkung äquivalent einer durch Abkühlung hervorgerufenen Volumenänderung ist.<sup>48</sup>

### 4.4.3 Bemessung

#### 4.4.3.1 Tragsicherheitsnachweis

Wie in Kapitel 4.2 beschrieben müssen alle wirkenden Lastschnittgrößen und Zwangsschnittgrößen gemäß der aktuellen Normenlage ermittelt und überlagert werden.<sup>49</sup> Im Anschluss ist eine entsprechende Bemessung mit diesen Schnittgrößen im

<sup>48</sup> Siehe [SCH11] Seiten 19, 22

<sup>49</sup> Der Abschnitt 4.4.3 basiert auf [ÖBV RL - Weiße Wannen], Seite 11.

Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) zu führen, welche eine bestimmte erforderliche Bewehrung ergibt.

#### 4.4.3.2 Gebrauchstauglichkeitsnachweis

Generell ist der Gebrauchstauglichkeitsnachweis für Stahlbetonbauteile einer weißen Wanne gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 Abschnitt 7 unter Berücksichtigung des nationalen Anwendungsdokuments ÖNORM B 1992-1-1 zu führen (siehe Kapitel 4.2). Zusätzlich müssen allerdings die Anforderungen erfüllt werden, welche in der ÖBV RL - Weiße Wannen geregelt sind:

Die Bemessungsphilosophie der Richtlinie sieht vor, Trennrisse<sup>50</sup> zuzulassen, diese jedoch auf ein bestimmtes Maß in Abhängigkeit von der Konstruktionsklasse zu beschränken (siehe Tab. 4.3 in Kapitel 4.4.1). Diese maximal zulässigen Rissbreiten werden durch eine günstige Wahl der Bewehrung erreicht (Bewehrungsgehalt, Stabdurchmesser, Stababstände).

#### **Nachweis der Gebrauchstauglichkeit - Beschränkung der Rissbreite bei überwiegender Zwangsbeanspruchung:**

Für die unterschiedlichen maximalen Rissbreiten und Betondeckungen werden in der Richtlinie Diagramme angeführt, innerhalb derer in Abhängigkeit von der Bauteildicke eine in das Bauteil einzulegende Bewehrung ablesbar ist. Diese Bewehrung ist in der Regel kreuzweise und in jedem Fall beidseitig<sup>51</sup> anzuordnen. Sie dient der Aufnahme von Zwangsschnittgrößen, die zur Frühhissbildung führen können. Bei eingeschossigen Kellern, bis zu einem Wasserdruck von maximal 1,0 m und bei den Anforderungsklassen A<sub>1</sub> bis A<sub>3</sub>, darf in vertikaler Richtung auf das Einlegen der Mindestbewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen verzichtet werden.

Die Abb. 4.6 zeigt beispielhaft ein solches Diagramm: In einer 30 cm dicken Ortbetonwand, mit einer Betondeckung von 3,0 cm und einer maximal zulässigen Rissbreite von  $w_k = 0,25$  mm sind kreuzweise Ø12/15 zu verlegen<sup>52</sup>, was einer Flächenbewehrung von 7,54 cm<sup>2</sup>/m und Seite entspricht.

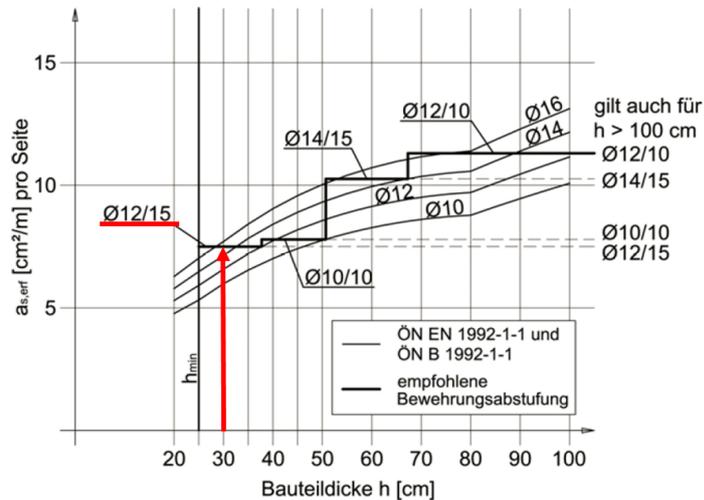
Durch die Wahl der Bewehrung nach einem der Diagramme wie es Abb. 4.6 zeigt, berücksichtigt man vorerst lediglich die Zwangsschnittgrößen, welche im frühen Betonalter

<sup>50</sup> Entspricht einem Riss durch die gesamte Dicke des Bauteils. Siehe [VÖB RL - WU] Seite 6

<sup>51</sup> *Kreuzweise*: in zwei orthogonalen Richtungen verlegtes Bewehrungsnetz. *Beidseitig*: Bei Wandbauteilen gibt es immer zwei Bewehrungslagen, die sich jeweils im Abstand der Betondeckung von den Wandoberflächen befinden.

<sup>52</sup> Ø12/15: Bewehrungsstäbe mit 12 mm Durchmesser werden im Abstand von 15 cm verlegt. Die zulässige Rissbreite resultiert aus der Konstruktionsklasse 2. Die Betondeckung ergibt sich aus der Expositionsklasse.

zu einer Rissbildung führen können. Diese Zwangsbeanspruchungen entstehen zum Beispiel durch eine Verkürzungsbehinderung beim Abkühlen des Bauteils, ausgelöst durch abfließende Hydratationswärme.<sup>53</sup> Der Verlauf dieses Prozesses wurde in Kapitel 4.4.2.1 detailliert beschrieben.



**Abb. 4.6: Mindestbewehrung für zentrischen Zwang (Frührissbildung), Rissbreite  $w_k = 0,25$  mm, Betondeckung  $c = 3,0$  cm [ÖBV RL - Weiße Wannen]**

Es kann jedoch auch zu einer Rissbildung durch spätere Zwangsbeanspruchungen kommen. In der ÖBV RL - Weiße Wannen wird dies als Spättrissbildung bezeichnet, wobei davon ausgegangen wird, dass der Beton bereits seine normgemäßen Festigkeits- und Steifigkeitswerte gemäß Tabelle 3.1 in ÖNORM EN 1992-1-1 erreicht hat ( $t \geq 28d$ ). Diese Zwangsbeanspruchungen können beispielsweise durch eine Änderung des statischen Systems<sup>54</sup>, durch extreme Temperatureinwirkungen oder unterschiedliche Setzungen<sup>55</sup> hervorgerufen werden. Es muss also geklärt werden, ob eine Spättrissbildung auftreten kann. Diese ist dann in der Bemessung zu berücksichtigen.

#### **Nachweis der Gebrauchstauglichkeit - Beschränkung der Rissbreite bei überwiegender Lastbeanspruchung:**

Anfangs ist zu klären, ob die Schnittgröße, welche aus der Lasteinwirkung resultiert, die Risschnittgröße überschreitet. Ist dies der Fall, so ist eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung nach ÖNORM EN 1992-1-1 zu berechnen, wobei die maximale Rissbreite  $w_k$  auf der Wasserseite entsprechend der gewählten Konstruktionsklasse einzuhalten ist. Auf der Luftseite ist eine Rissbreite von 0,30 mm einzuhalten. Für weitere Details diesen Nachweis betreffend sei auf die ÖBV RL - Weiße Wannen verwiesen.

<sup>53</sup> Siehe [LOH13] Seite 171

<sup>54</sup> Siehe [ÖBV RL - Weiße Wannen] Seite 13

<sup>55</sup> Siehe [LOH13] Seite 190

Bei Bauteilen, welche durch Last und Zwang beansprucht werden, sind die beiden soeben beschriebenen Nachweise separat zu führen und der maßgebende entscheidet über die einzulegende Bewehrung.<sup>56</sup>

#### 4.4.4 Beton

Der Beton muss unter anderem Anforderungen, welche sich aus den Festigkeits- und Expositionsclassen gemäß ÖNORM B 4710-1 ergeben, erfüllen. Darüber hinaus ist vor allem die Wasserundurchlässigkeit des verwendeten Betons von entscheidender Bedeutung.<sup>57</sup> Um diese zu gewährleisten, werden sowohl Anforderungen an den Frischbeton, als auch an den Festbeton gestellt.

Laut ÖBV RL - Weiße Wannen werden **die Anforderungen an den Frischbeton** unter dem Sammelbegriff *Verarbeitbarkeit* zusammengefasst. Nachfolgend werden wichtige aufgezählt.

- ◆ Wesentlich ist ein fehlerstellenfreier Einbau des Betons, was bedeutet, dass es beim Betoniervorgang zu keinem Entmischen kommen darf.<sup>58</sup> Dies würde zu "Kiesnestern" führen, welche wiederum Orte größerer Wasserdurchlässigkeit darstellen. Auch durch mangelhafte Nachverdichtung können derartige "Nester" entstehen.<sup>59</sup>
- ◆ Gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen ist die Mindestkonsistenzklasse F45 einzuhalten. Dadurch sollen ein saftiges Anliegen an der Schalung und eine Füllung aller Hohlräume gewährleistet sein.
- ◆ Es ist auf Eigenschaften wie zum Beispiel Verdichtbarkeit oder Pumpbarkeit Rücksicht zu nehmen.<sup>60</sup>
- ◆ Um Zwangsspannungen zu vermeiden, muss die beim Abbinden und Erhärten freigesetzte Hydratationswärme möglichst geringgehalten werden. Hierzu sind gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen zumahlstoffhaltige oder C<sub>3</sub>A-freie Zemente<sup>61</sup> zu verwenden.
- ◆ Die Frischbetontemperatur hat laut ÖBV RL - Weiße Wannen maßgebenden Einfluss auf die Temperaturentwicklung während des Erhärtens, wobei sich ein Frischbeton-Temperaturbereich von um 15 °C günstig auswirkt.

<sup>56</sup> Gemäß [ÖBV RL - Weiße Wannen] Seite 13

<sup>57</sup> Siehe [DAfStb-RL - WU] Seite 8

<sup>58</sup> Siehe [Erläuterungen WU-RL] Seite 21

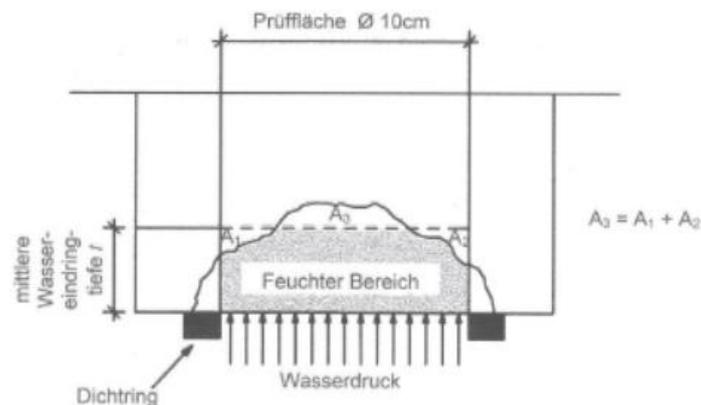
<sup>59</sup> Siehe [ÖBV RL - Weiße Wannen] Seite 58

<sup>60</sup> Siehe [DAfStb-RL - WU] Seite 8

<sup>61</sup> C<sub>3</sub>A ist eine der vier Klinkerphasen, welche aus der Reaktion des Anmachwassers mit Zement entstehen. (siehe [HEN02] Seiten 105 - 110)

Die **Anforderungen an den Festbeton** betreffen gemäß [ÖBV RL - Weiße Wannen] „die Festigkeit, die Beständigkeit gegen Umwelteinflüsse und die Vermeidung schädlicher Risse“.<sup>62</sup> Im Folgenden wird auf die Wasserundurchlässigkeit näher eingegangen. Die Wasserundurchlässigkeit des Bauteils wird einerseits durch die Anordnung einer rissbreitenbeschränkenden Bewehrung erreicht, was bereits in Kapitel 4.4.3.2 beschrieben wurde; andererseits muss aber der Baustoff Beton selbst eine gewisse Undurchlässigkeit aufweisen.

Das drückende Grundwasser stellt einen Umwelteinfluss dar, wobei ein möglichst dichtes Gefüge des Betons ein Eindringen des Wassers in den Betonkörper beschränkt und ein Durchdringen der gesamten Bauteildicke verhindert (siehe Kapitel 4.3). Die angesprochene Dichtheit betrifft vor allem den Zementstein. Die Erläuterungen zur WU-Richtlinie [Erläuterungen WU-RL] besagen: Je kleiner der  $w/z$ -Wert ist, desto wasserundurchlässiger ist der Beton. Dies wird auch im Zement-Taschenbuch 2002 des Vereins Deutscher Zementwerke [ZEM02] beschrieben. Laut ÖBV RL - Weiße Wannen ist die Wassereindringtiefe in den Beton mittels Laboruntersuchung an Probestücken nach ONR 23303 - Prüfverfahren Beton<sup>63</sup> festzustellen bzw. nachzuweisen. Als Grenzwerte der maximalen Wassereindringtiefe gelten die in ÖNORM B 4710-1 festgelegten Werte für die Expositionsklassen XC3 ( $t_{\max}=50$  mm) und XC4 ( $t_{\max}=25$ mm). In Abb. 4.7 ist schematisch der Versuchsaufbau der Laborprüfung dargestellt. Betreffend weiterer Details wird auf die ONR 23303 verwiesen.



**Abb. 4.7: Prüfung der Wassereindringtiefe [ONR 23303]**

Die in diesem Kapitel beschriebenen Anforderungen an den Beton werden durch die Betonstandards BS 1, BS 2 und BS H, die in der ÖBV RL - Weiße Wannen definiert sind, abgedeckt. Welcher dieser Standards zu wählen ist, ist in Tab. 4.3 auf Seite 28 in Abhängigkeit von der Konstruktionsklasse ersichtlich.

<sup>62</sup> Siehe [ÖBV RL - Weiße Wannen], Seite 31

<sup>63</sup> Hinweis: In den meisten aktuellen Normen und Richtlinien wird noch auf die im Jahr 2010 zurückgezogene ÖNORM B 3303: 2002-09-01, Betonprüfung verwiesen.

## 4.5 Elementwandbauweise gemäß VÖB Richtlinie

Die Ausbildung der Wände einer weißen Wanne als Elementwände stellt eine Alternative zur klassischen Ortbetonbauweise dar. Wie bereits in Kapitel 4.1.2 erwähnt, wurde 2011 vom Verband Österreichischer Beton- und Fertigteilwerke (VÖB) die Richtlinie *Wasserundurchlässige Betonbauwerke in Fertigteilbauweise* herausgegeben. Sie wurde unter anderem verfasst, um dem Auftraggeber Rechtssicherheit zu geben, sollte er sich für diese Bauweise entscheiden. Die Richtlinie ist gemeinsam mit der ÖBV RL - Weiße Wannen im Bauvertrag zu vereinbaren und somit sind diese für den Auftragnehmer und den Auftraggeber verbindlich anzuwenden.<sup>64</sup> Fehlstellen, welche die in Tab. 4.1 auf Seite 27 (Spalte: Zulässige Fehlstellen) definierten zulässigen Fehlstellen überschreiten, müssen vom Auftragnehmer instandgesetzt werden. Sofern nicht anders vereinbart, müssen die Kosten dafür vom Auftragnehmer getragen werden.

Bei der Ausführung von Elementwänden ist die VÖB-Richtlinie gemeinsam mit der ÖBV-Richtlinie Weiße Wannen anzuwenden, da auf letztere in der VÖB-Richtlinie verwiesen wird. Aufgrund der Anforderungen an die Nutzung der Kellerinnenräume wird analog zur Ortbetonbauweise eine Anforderungsklasse gemäß Tab. 4.1, welche der ÖBV-Richtlinie entstammt, festgelegt. Der Bemessungswasserstand und die Anforderungsklasse ergeben nach Abb. 4.4 eine Konstruktionsklasse.

Konstruktionsklasse	Sonstige konstruktive Erfordernisse
Kon <sub>s</sub>  Sonderklasse	<b>Maximale Bauteillängen:</b> Abstände der Dehnfugen, Raumfugen: ≤ 15 m Einbau von Gleitfolien als Trennung von Außen- zur Innenschale erforderlich, eventuell Vorspannung vorsehen, eventuell doppelte Fugenbandführung Vermeidung von Höhengsprüngen, Vermeidung von Bewegungsbehinderungen durch Kontakt mit der Umgebung
Kon <sub>1</sub>	<b>Empfohlene Bauteillängen:</b> Abstände der Dehnfugen, Raumfugen: 15 bis 30 m Höhensprünge angerammt, Neigung ca. 30° Einlage von Trennfolien empfohlen, Anordnung von Temperaturfeldern Bei Ausführung als Verbundsystem (enge Verzahnung mit einer Außenwand) Bauteillänge ≤ 40,0 m
Kon <sub>2</sub>	<b>Empfohlene Bauteillängen:</b> Abstände der Dehnfugen: 30 bis 60 m Kontakt mit der Umgebung zugelassen, Blockteilung bei Querschnitts- bzw. Steifigkeitsänderungen, Höhengsprünge sind konstruktiv zu beachten (Anrampung Neigung ca. 30°, Trennung etc.)

**Tab. 4.4: Konstruktionsklassen für die Elementwandbauweise [VÖB RL - WU]**

Tab. 4.4 zeigt die Konstruktionsklassen der Elementwandbauweise und die jeweiligen konstruktiven Erfordernisse. Vergleicht man diese mit Tab. 4.3 (Ortbetonbauweise) so fällt auf, dass die Anforderungen an die Bauteildicke, die maximale Rissbreite und den Betonstandard entfallen sind. Es handelt sich dabei um Resultate der entscheidenden

<sup>64</sup> Siehe [VÖB RL - WU] Seite 3

technologischen Unterschiede zwischen der Ort beton- und der Elementwandbauweise. Diese werden in den Kapiteln 4.5.2 bis 4.5.4 erläutert. Die einzuhaltenden Dehnfugenabstände sind ident mit denen der Ort betonbauweise, weshalb bei der Kostenermittlung (Kapitel 7) die Dehnfugenausbildung unberücksichtigt bleibt.

Das folgende Kapitel 4.5.1 soll zunächst überblicksmäßig die prinzipielle Konstruktion einer Elementwand erklären, bevor auf die Besonderheiten im Zusammenhang mit einer weißen Wanne eingegangen wird.

#### 4.5.1 Aufbau einer Elementwand

Eine Elementwand besteht aus zwei sich gegenüberliegenden, durch Gitterträger verbundenen Stahlbeton-Fertigteilplatten, in welche die erforderliche Bewehrung zur Gänze oder teilweise eingebaut ist.<sup>65</sup> Abb. 4.8 zeigt den prinzipiellen Aufbau einer derartigen Wand. In Abb. 4.9 ist der Versetzvorgang eines Wandelements dargestellt. Dem Foto wurden wesentliche Begriffe hinzugefügt, die im Weiteren benötigt werden.

Die Gesamtwanddicke beträgt üblicherweise zwischen 18 cm und 40 cm, es können aber auf Anfrage bzw. bei Bedarf auch dünnere bzw. dickere Bauteile hergestellt werden. Die Fertigteilplatten selbst weisen, in Abhängigkeit von der jeweiligen Expositionsklasse und der einzulegenden Bewehrung, Dicken von 5 - 7 cm auf. Sie fungieren als Schalung für den Kern- oder Füllbeton, der auf der Baustelle in den Hohlraum zwischen den Platten vergossen wird.<sup>66</sup> Nach dem Erhärten des Kernbetons wirkt der gesamte Querschnitt monolithisch.<sup>67</sup>

Die eingebauten Gitterträger dienen unter anderem beim Betoniervorgang dazu, den Frischbetondruck aufzunehmen. Von dem Abstand der Gitterträger zueinander ist folglich auch die Betoniergeschwindigkeit abhängig.<sup>68</sup> Hat der Kernbeton die Konsistenzklasse F45 ( $\cong$  F3), beträgt gemäß VÖB RL - DW die maximale Steiggeschwindigkeit 1,0 m/h, wobei für eine genauere Betrachtung auf den Anhang B in ÖNORM EN 14992 bzw. Kapitel 6.3.6 dieser Diplomarbeit verwiesen wird. Die soeben erwähnte Norm regelt die Anforderungen an vorgefertigte Wände aus Beton. Der maximale Abstand der Gitterträger zueinander beträgt 62,5 cm und der maximale Randabstand der Gitterträger beträgt 31,25 cm. Diese Abmessungen resultieren aus der früher üblichen Elementwandbreite von 2,5 m und vier eingebauten Gitterträgern.<sup>69</sup> ( $2 \cdot 31,25 \text{ cm} + 3 \cdot 62,5 \text{ cm} = 250 \text{ cm}$ )

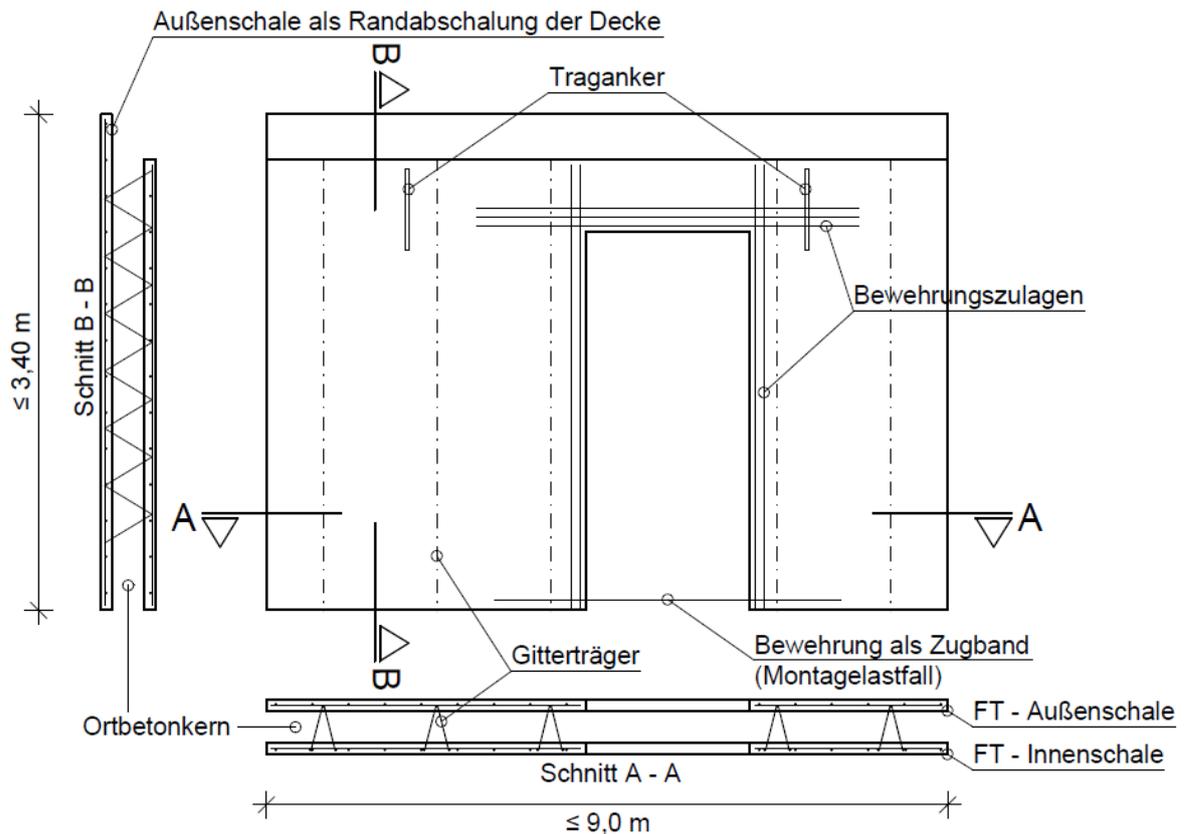
<sup>65</sup> Siehe [KAH13] Seite 19 und [HOH16] Seite 15

<sup>66</sup> Siehe [KAH13] Seite 20

<sup>67</sup> Siehe [KAH13] Seite 19

<sup>68</sup> Siehe [HOH16] Seite 57

<sup>69</sup> Siehe [BER09] Seite 460



**Abb. 4.8: Aufbau einer Elementwand [HÜB16]**

Abhängig vom Produzenten sind Wandhöhen von 3,0 bis 3,4 m herstellbar (Breitseite der Elemente). Die maximale Länge der Elemente beschränkt sich in Abhängigkeit vom Hersteller auf 7,0 bis etwa 9,0 m (siehe Abb. 4.8). Teilweise müssen größere Wandhöhen, als dies die Breite der Elemente vorgibt, hergestellt werden. In diesen Fällen werden die 3,0 bis 3,4 m breiten Elemente "hochkant" aneinandergereiht.<sup>70</sup> Somit werden Wandhöhen bis 9,0 m herstellbar.

Die Produktion der Elemente erfolgt auf Bestellung. Der Fertigungsprozess kann, in Abhängigkeit von der Ausstattung des Werks, hochgradig automatisiert sein. Das heißt, es handelt sich bei jeder Elementwand um einen Prototypen, der individuell in seiner Geometrie, der verwendeten Betongüte, der eingelegten Bewehrung und den eventuell benötigten Einbauteilen und Durchbrüchen an die gegebenen Erfordernisse angepasst werden kann. Einbauteile können beispielsweise Türzargen, Leerverrohrungen, Elektrodosen oder spezielle Bewehrungselemente sein.<sup>71</sup> Der gesamte Fertigungsablauf wird in Kapitel 5 ausführlich beschrieben.

<sup>70</sup> Siehe [KAH13] Seite 20, [HOH16] Seite 16, [@OBE] und [@MAB]

<sup>71</sup> Siehe [KAH13] Seiten 20 - 27

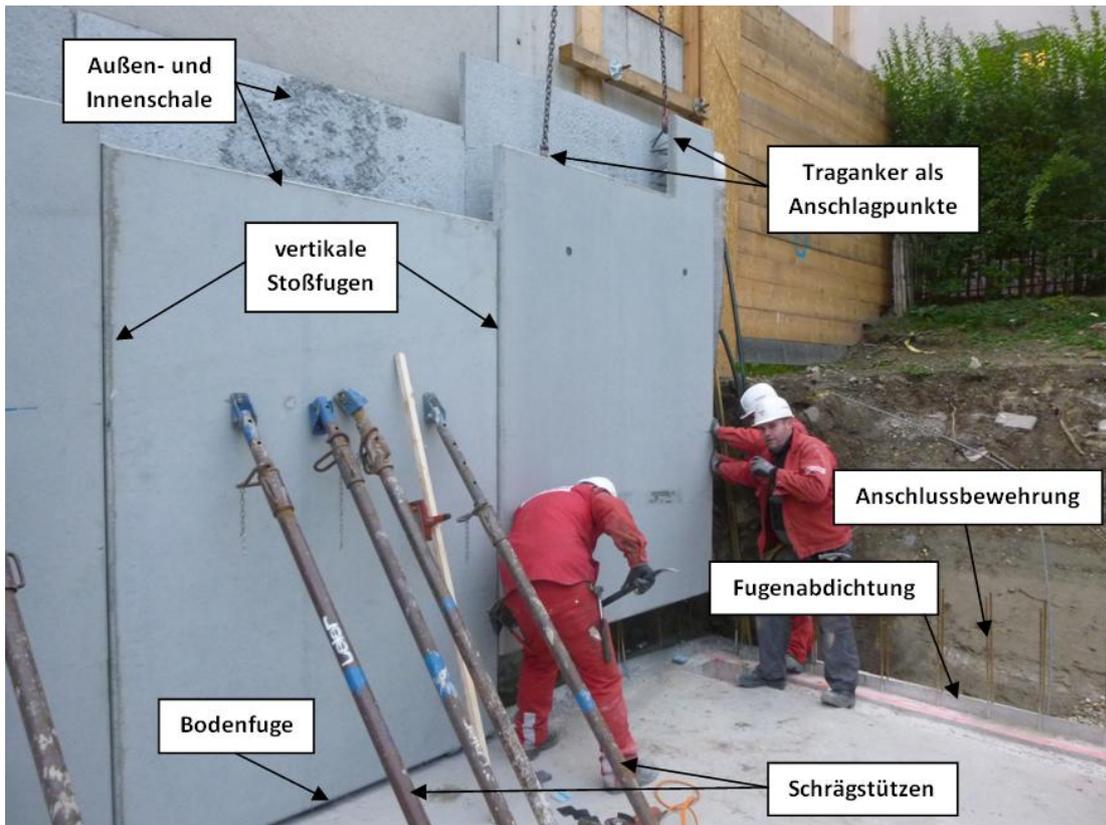


Abb. 4.9: Versetzen einer Elementwand - Begriffe [HÜB16]

#### 4.5.2 Bewehrung der Elementwände

*„Die Fertigplatten können sich beim Erhärten im Werk nahezu frei verkürzen, so dass keine oder nur sehr geringe Zwangsspannungen entstehen.“<sup>72</sup>*

Aufgrund dieser Tatsache und den Untersuchungen, welche in dem Artikel "Mindestbewehrung von weißen Wannen aus Doppelwänden" [KER02] ausgeführt sind, genügt in den Elementwandplatten eine Mindestbewehrung zur Sprödbruchsicherung gemäß den Abschnitten 9.6.2 und 9.6.3 in ÖNORM EN 1992-1-1, unter Berücksichtigung des NAD.

Die vertikale Bewehrung muss nach den eben erwähnten Normen eine Mindestquerschnittsfläche von  $0,002 \cdot A_c$  besitzen, wobei  $A_c$  der Brutto-Betonquerschnittsfläche entspricht. Die Hälfte dieser Mindestbewehrung muss an jeder der beiden Außenseiten der Wand liegen. Die horizontale Bewehrung an jeder Außenfläche muss gemäß EC2 mindestens  $0,001 \cdot A_c$  betragen.

In einer Elementwand mit einer Gesamtdicke von 30 cm wäre somit beidseitig eine Mindest-Flächenbewehrung von kreuzweise  $3,0 \text{ cm}^2/\text{m}$  zu verlegen. In eine gleich dicke Ortbetonwand wären gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen beidseitig kreuzweise  $7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$

<sup>72</sup> Zitat: siehe [KER02], Seite 6

(bei der Wahl von  $\varnothing$  12 mm Stabstahl) einzulegen. Dies entspräche etwa 250% der Elementplattenbewehrung (siehe Kapitel 4.4.3.2, Abb. 4.6).

Da auf Kelleraußenwände seitlich Erddruck und Wasserdruck einwirken, werden sie auf Biegung beansprucht und es ergibt sich dadurch eine Plattenwirkung. Aus diesem Grund ist neben der Mindestbewehrung für Wände, auch die Mindestbewehrung für Platten zu beachten (gemäß Abschnitt 9.3.1.1 der ÖNORM EN 1992-1-1). Diese ist üblicherweise geringfügig größer, als die Wandmindestbewehrung und somit maßgebend.<sup>73</sup>

Im Kernbetonbereich ist zu Abdichtungszwecken keine Bewehrung erforderlich.<sup>74</sup> Der Bereich der Stoßfugen zwischen den Elementen ist allerdings gesondert zu betrachten: Nach dem Betonieren des Kernbetons entstehen Zwangsbeanspruchungen in der Wand durch das Abfließen der Hydratationswärme, durch Schwindvorgänge, eventuell durch Temperaturabfall oder durch ungleichmäßige Setzungen. Der Stoß zwischen zwei Elementen stellt dabei eine Art Scheinfuge, also einen Sollrissquerschnitt, dar. Kommt es zum Abbau der Zwangsschnittgrößen durch Risse, so treten diese im Bereich dieser Querschnittsschwächung und nicht im "Regelbereich" der Wand auf. Wesentlich hierfür ist allerdings, dass der Verbund zwischen Kernbeton und Elementplatten durch eine entsprechend raue Innenfläche der Platten gewährleistet ist.<sup>75</sup>

Die Risse in den Stoßfugen müssen entsprechend gegen Wasserdurchtritt abgedichtet werden. Es gibt hierzu zwei prinzipielle Herangehensweisen:<sup>76</sup>

- 1) Fugenabdichtung (z.B. mittels innenliegendem Sollbruchelement - siehe Abb. 6.18 auf Seite 88)
- 2) Beschränkung der Rissbreite im Kernbeton durch rissbreitenbegrenzende Stoßbewehrung (siehe Abb. 4.10)

Sollte man sich für die Variante mit Fugenabdichtung entscheiden, so ist die Rissbreite im Stoßbereich lediglich durch eine Stoßbewehrung gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 Abschnitt 7.3 (unter Berücksichtigung des NAD) zu beschränken. Eine maximale Rissbreite von 0,3 mm unter quasi-ständiger Einwirkungskombination ist hier zulässig. Sollte der ordnungsgemäße Gebrauch des Tragwerks nicht beeinträchtigt werden, dann kann gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 Abschnitt 7.3.1 (4) auf die Beschränkung der Rissbreite verzichtet werden. Wenn somit keine Bewehrung in der Stoßfuge erforderlich ist, eröffnet das die Möglichkeit des Einbaus einer Sollrissfugenschiene oder eines Dichtrohres als Stoßfugenabdichtung (siehe Kapitel 6.3.4).

<sup>73</sup> Hinweis: Die Mindestbewehrungen sind sowohl für Ortbeton-, als auch für Elementwände gültig.

<sup>74</sup> Siehe [LOH13] Seite 377

<sup>75</sup> Siehe [LOH13] Seite 379; Maßnahmen zur Schaffung der rauen Oberfläche: siehe Kapitel 5.2.6

<sup>76</sup> Siehe [VÖB RL - WU] Seiten 10 - 13 und [LOH13] Seite 380

Bei nicht abgedichteten Fugen, wie in Abb. 4.10, ist die Rissbreite auf das von der entsprechenden Konstruktionsklasse abhängige Maß zu begrenzen (siehe Tab. 4.3). In der VÖB RL - WU sind Diagramme abgebildet, anhand derer die dazu erforderliche Stoßfugenbewehrung bestimmt werden kann. Ein derartiges Diagramm ist in Abb. 4.11 zu sehen. Die Dicke des Kernbetons und der gewählte Durchmesser der Bewehrung sind die Eingangsparameter für das Diagramm, um die erforderliche Stoßfugenbewehrung bestimmen zu können.

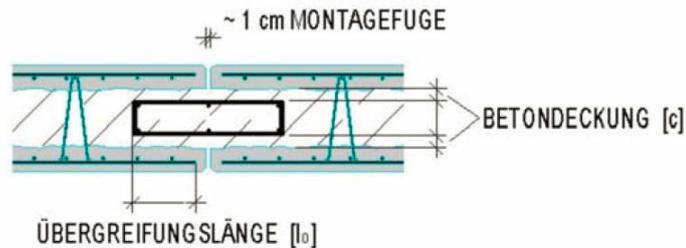


Abb. 4.10: Stoßfugenausbildung ohne Abdichtungssystem [VÖB RL - WU]

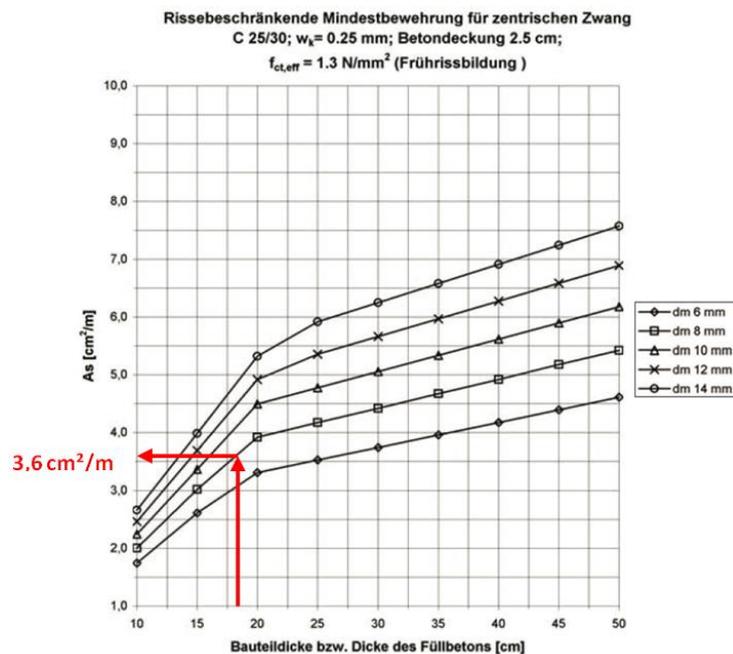


Abb. 4.11: Mindeststoßfugenbewehrung [VÖB RL - WU]

### 4.5.3 Beton

Es muss einerseits zwischen dem Beton der Elementwandplatten, welche im Fertigteilwerk produziert werden, und dem Kernbeton, welcher als Ortbeton zwischen die Platten vergossen wird, unterschieden werden.

#### 4.5.3.1 Beton für werksseitig hergestellte Elementwandplatten

Gemäß VÖB RL - WU muss der Beton der Elementplatten lediglich die Anforderungen nach ÖNORM B 4710-1 erfüllen, welche sich aus den für das jeweilige Bauteil geltenden Expositionsklassen ergeben. Dies beinhaltet auch die Anforderungen, welche sich aus dem vorhandenen Wasserandrang bzw. Wasserdruck ergeben. Die Expositionsklasse XC3 gilt für dichte Betonbauwerke, die einer Wasserdruckhöhe von bis zu 10 m ( $\cong$  1 bar) ausgesetzt sind. Bei Druckhöhen von über 10 m ist die Expositionsklasse XC4 anzuwenden.

Wie bereits eingangs im Kapitel 4.5.2 erwähnt, treten beim Erhärten der Platten im Werk nur geringe Zwänge auf. Die (zeitlich abhängige) Betonzugfestigkeit ist zu jedem Zeitpunkt größer als die auftretenden Zwangsschnittgrößen. Dies belegen die Untersuchungen in dem Artikel "Mindestbewehrung von weißen Wannen aus Doppelwänden" [KER02]. **Aus diesem Grund ist es, anders als bei der Ortbetonbauweise, nicht erforderlich spezielle Zemente zu verwenden, welche zur Reduktion der Temperaturspannungen beitragen.**<sup>77</sup>

Die Wahl des Größtkorns hat in Abhängigkeit von der Plattendicke und dem Bewehrungsgehalt so zu erfolgen, sodass eine einwandfreie Verdichtung und ein homogenes Gefüge gewährleistet werden können.<sup>78</sup>

#### 4.5.3.2 Kernbeton (Ortbeton)

Analog zu den werkmäßig hergestellten Elementplatten (siehe Kapitel 4.5.3.1), muss der Kernbeton mindestens diejenigen Expositionsklassen aufweisen, welche durch die Umweltbedingungen vorgegeben werden.

In VÖB RL - WU wird weiters darauf hingewiesen, dass ein Beton verwendet werden soll, bei dessen Erhärtung geringe Zwangsspannungen entstehen, weshalb es ratsam sei einen Betontechnologen bei der Planung heranzuziehen. Die weiteren Ausführungen in dem entsprechenden Kapitel 4.1.2 der Richtlinie lassen die Darstellung gemäß Tab. 4.5 zu. In dieser bezeichnet  $b_{w,i}$  die Dicke des Kernbetons.

Abgedichtete Stoßfugen		Nicht - abgedichtete Stoßfugen
$b_{w,i} \leq 30$ cm	$30$ cm $<$ $b_{w,i} \leq 40$ cm	$b_{w,i} \leq 40$ cm
Expositionsklassen gemäß ÖNORM B 4710-1	BS H gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen	BS H gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen

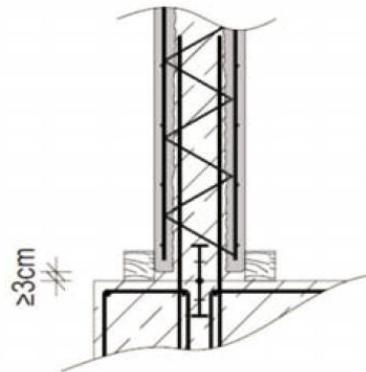
**Tab. 4.5: Anforderungen an den Kernbeton der Elementwand [HÜB16]**

<sup>77</sup> Siehe [VÖB RL - WU] Seite 7

<sup>78</sup> Siehe [VÖB RL - WU] Seite 7

**Sofern die Stoßfugen abgedichtet sind, werden an Kernbetone, deren Dicke 30 cm nicht übersteigt, keine Anforderungen bezüglich Temperatur- oder Schwindspannungen gestellt.** Da die beiden Fertigteilplatten jeweils eine Stärke von mindestens 5,0 cm aufweisen, ergibt sich bei einer Kernbetondicke von 30 cm eine Gesamtwanddicke von 40 cm. Nur in Ausnahmefällen, falls dies aus Tragfähigkeitsgründen erforderlich ist, werden Elementwände mit einer Gesamtwanddicke von mehr als 40 cm (bis zu 50 cm) hergestellt.<sup>79</sup> Hier müsste gemäß Tab. 4.5 der Betonstandard BS H gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen gewählt werden. Somit sind laut VÖB RL - WU die Voraussetzungen für geringe Zwangsspannungen beim Erhärten ohne weiteren Nachweis erfüllt. Darüber hinaus müssen die entsprechenden Expositionsklassen eingehalten werden, die sich aus den Umweltbedingungen ergeben.

Um die Wasserundurchlässigkeit der Wand zu gewährleisten, ist ein vollständig verdichteter und in jeden Hohlraum eingedrungener Kernbeton von großer Wichtigkeit. Hierzu ist gemäß VÖB RL - WU zumindest die Konsistenzklasse F45 (oder eine weichere) zu wählen. Das Größtkorn ist lt. VÖB RL - DW und VÖB RL - WU auf maximal GK16 beschränkt. Ein kritischer Bereich in diesem Zusammenhang ist der Fußpunkt der Wand, da der Beton hier in den Zwischenraum zwischen Fertigteilplatte und Fundamentplatte eindringen und diesen vollständig ausfüllen muss. Um dies sicherzustellen, müssen die Elementwände mindestens 3,0 cm hoch aufgeständert werden, was durch zementöse Unterlagsplatten geschieht (siehe Abb. 4.12).



**Abb. 4.12: Montagefuge Bodenplatte/Elementwand [VÖB RL - WU]**

Sowohl die VÖB RL - WU als auch die deutsche Richtlinie DAfStb-RL - WU schreiben für den Fußpunktbereich eine sogenannte Anschlussmischung vor. Es handelt sich hierbei um einen Beton, dessen Größtkorn auf höchstens 8 mm beschränkt ist. Seine Höhe muss der Wanddicke, mindestens aber 30 cm, entsprechen. Dieser feine Beton kann in die Bodenfuge eindringen und stellt eine kraftschlüssige und zur Wasserundurchlässigkeit

<sup>79</sup> In [KAH13] auf Seite 20 wird die maximale Wanddicke gar nur mit 40 cm angegeben.

beitragende Verbindung zwischen Fundament- und Fertigteilplatte sicher. Außerdem trägt er dazu bei, dass die Fugenabdichtung der horizontalen Arbeitsfuge (z.B. beschichtetes Fugenblech) satt umschlossen wird, was für die Wasserundurchlässigkeit unerlässlich ist.

#### 4.5.4 Wanddicke

Bei der Festlegung der Mindestwanddicke müssen gemäß VÖB RL - WU folgende Punkte berücksichtigt werden:

- ◆ Ein fachgerechtes Betonieren des Bauteils muss gewährleistet sein, wobei
  - die Betondeckung gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 und dem NAD eingehalten werden muss,
  - die Dicke der erforderlichen Bewehrungslagen berücksichtigt werden muss und
  - die Fugenabdichtung und Einbauteile berücksichtigt werden müssen.
- ◆ Die Tragfähigkeit muss gewährleistet sein.
- ◆ Die Wasserundurchlässigkeit muss gewährleistet sein.

Gemäß VÖB RL - WU können die in Abb. 4.13 und Abb. 4.14 dargestellten Auswahl schemata für die empfohlene Mindestwanddicke ( $d_{\min}$ ) abgeleitet werden. Die Kernbetondicke wird als  $b_{w,i}$  bezeichnet. Das Größtkorn des Kernbetons/ Füllbetons wird mit GK abgekürzt.

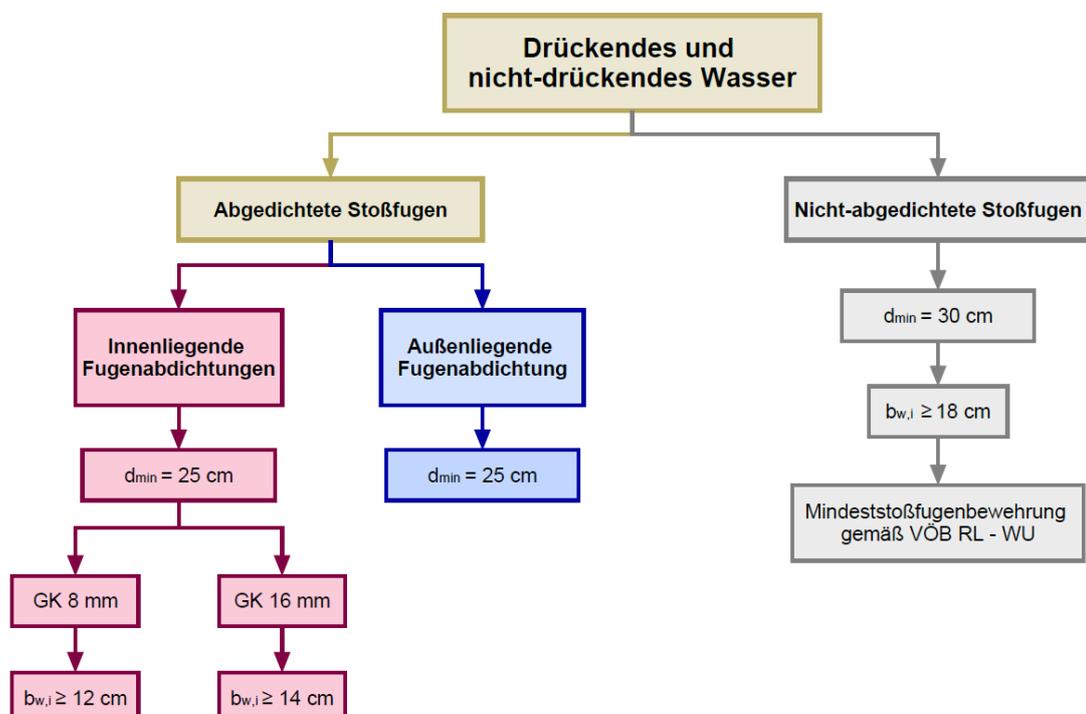
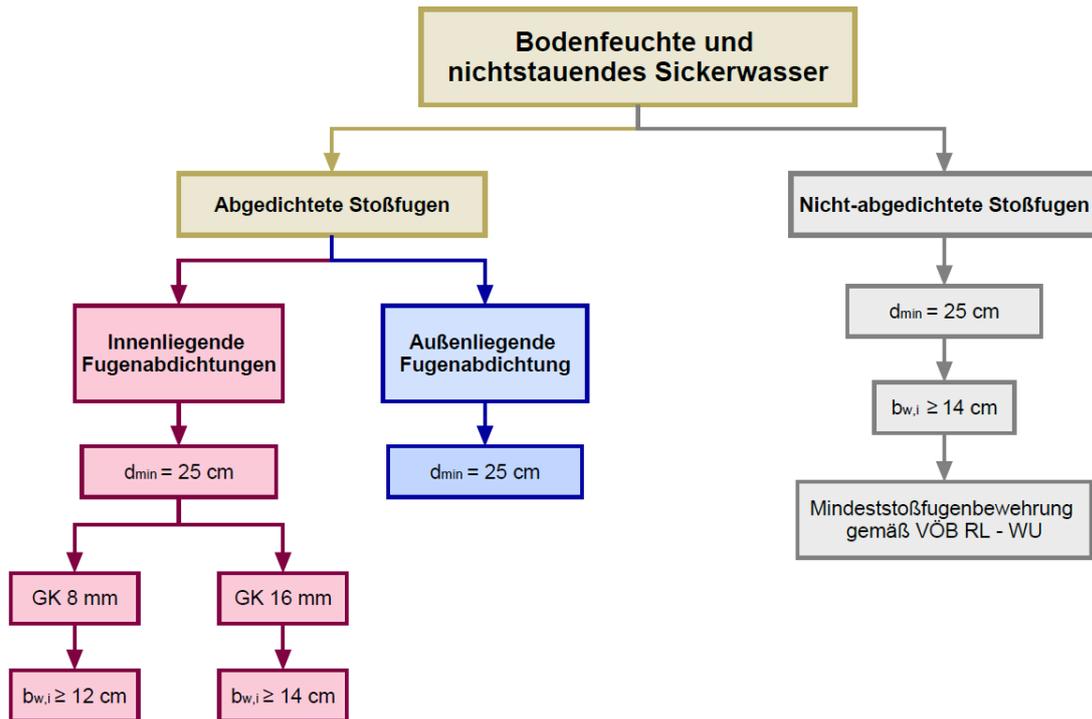


Abb. 4.13: Lt. VÖB RL - WU empfohlene Mindestwanddicke bei Grundwasser [HÜB16]



**Abb. 4.14:** Lt. VÖB RL - WU empfohlene Mindestwanddicken bei nichtstauendem Wasser [HÜB16]

Wie bereits in Kapitel 2 ausführlich behandelt, bestimmt die Art der Wassereinwirkung auf das Kellergeschoß ( $\cong$  Lastfall) die Anforderungen an die Abdichtung. Die VÖB RL - WU unterscheidet 4 mögliche Lastfälle:

- ◆ drückendes Wasser
- ◆ nicht-drückendes Wasser
- ◆ Bodenfeuchte
- ◆ nichtstauendes Sickerwasser

Die Definitionen der einzelnen Lastfälle sind in jedem Fall direkt der VÖB RL - WU (Abschnitt 3, Seite 5) zu entnehmen. Neben dem Lastfall, haben auch die Art der Stoßfugenabdichtung, sowie das Größtkorn des Füllbetons Einfluss auf die Mindestwanddicke  $d_{\min}$  bzw. auf die Dicke des Füllbetons  $b_{w,i}$ . Die Füllbetondicke, zuzüglich der Dicken der beiden FT-Schalen ergibt die Gesamtwanddicke.

Die verschiedenen Möglichkeiten der Abdichtung von Stoßfugen zwischen Elementwänden werden im folgenden Kapitel 4.6 vorgestellt.

## 4.6 Fugen und deren Abdichtung

### 4.6.1 Fugenarten

#### Arbeitsfugen

Bei einer Arbeitsfuge handelt es sich um eine planmäßig angeordnete, oder aufgrund des Bauablaufs erforderliche Fuge zwischen zwei zu unterschiedlichen Zeitpunkten betonierten Abschnitten. Die Bewehrung ist nicht unterbrochen, sondern läuft durch.<sup>80</sup>

#### Dehnfugen

Eine Dehnfuge trennt zwei Stahlbetonbauteile durch einen Zwischenraum bzw. Spalt über den gesamten Querschnitt. Hierdurch werden unterschiedliche Bauteilbewegungen zugelassen.<sup>81</sup>

#### Scheinfugen (Sollrissfugen)

Scheinfugen schwächen bewusst den Querschnitt des Bauteils, um die Rissbildung hier zu unterstützen.<sup>82</sup> Dies hat den Effekt, dass die Risse nicht im benachbarten Bauteil mit regulärer Dicke auftreten. Die Querschnittsschwächung sollte zumindest 1/3 der Bauteildicke betragen.<sup>83</sup> Die Stoßfuge zwischen zwei Elementwänden ist eine Scheinfuge.

### 4.6.2 Fugenabdichtung

Sowohl bei der Ortbeton- als auch bei der Elementwandbauweise müssen alle Arbeitsfugen, Dehnfugen und Scheinfugen abgedichtet werden. Bei Elementwänden bedarf es einer Abdichtung der vertikalen Stoßfugen, sofern keine rissbreitenbeschränkende Stoßfugenbewehrung eingebaut wird. In Abb. 4.15 sind die Abdichtungssysteme für Arbeitsfugen und Stoßfugen übersichtlich zusammengefasst.<sup>84</sup>

Eine mögliche Fugenabdichtungsvariante sind innenliegende Abdichtungen, welche sich in Querschnittsmitte befinden. Hierfür sind die in Abb. 4.15 aufgezählten Produkte geeignet. Auf den betonierten und erhärteten Querschnitt außen aufgebrachte Abdichtungen stellen eine Alternative zu innenliegenden Systemen dar. Als Sekundärabdichtung werden häufig Injektionsschlauchsysteme eingebaut. Es handelt sich dabei um innerhalb des Querschnitts befindliche Schlauchsysteme zum Nachverpressen von Undichtigkeiten. Eine weitere Sekundärabdichtung stellen quellfähige Fugeneinlagen

<sup>80</sup> Siehe [HOH05] Seite 15

<sup>81</sup> Siehe [HOH05] Seite 15

<sup>82</sup> Siehe [HOH05] Seite 16

<sup>83</sup> Siehe [LOH13] Seite 328

<sup>84</sup> Hinweis: Die alleinige Abdichtung mittels Injektionsschlauchsystemen oder quellfähigen Fugeneinlagen ist gemäß [HOH16] weniger geeignet als Sperrabdichtungen.

dar. Bei diesen findet durch chemische Reaktion eine Volumenvergrößerung der Abdichtung statt, was eine abdichtende Wirkung zur Folge hat.

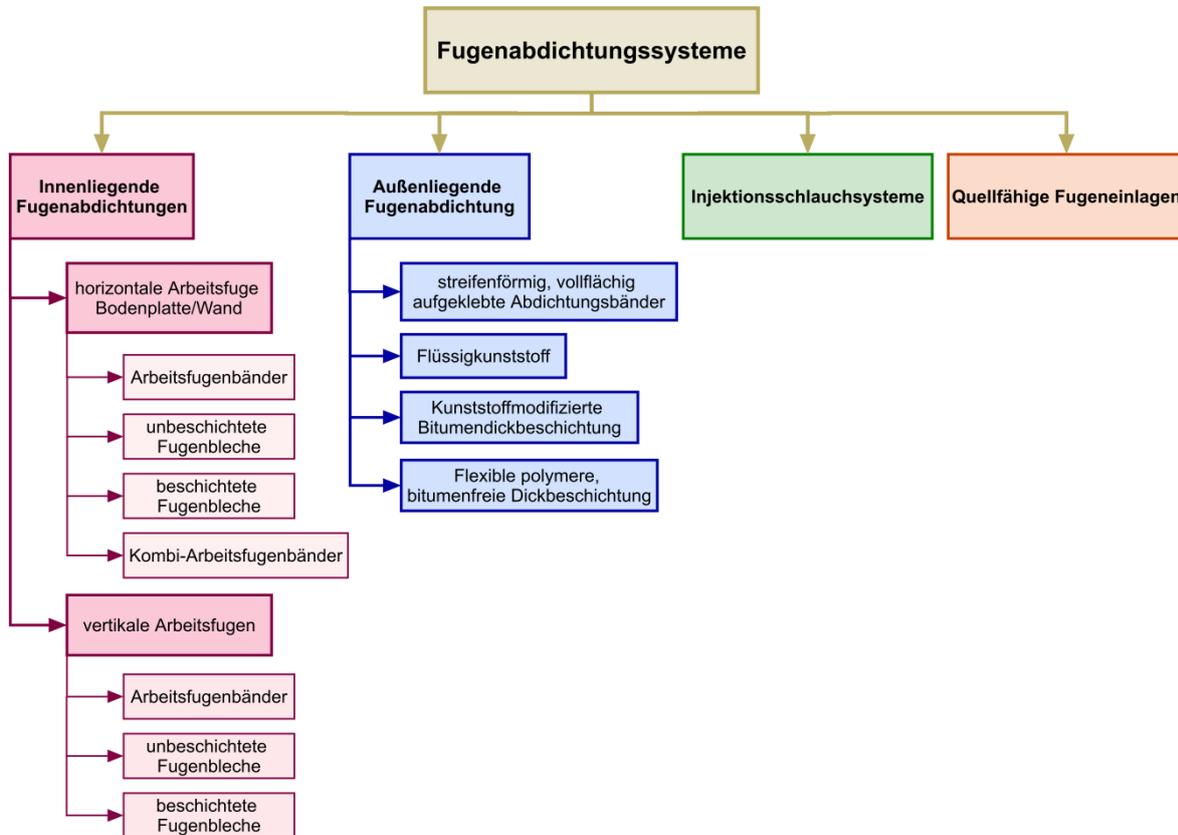


Abb. 4.15: Fugenabdichtungssysteme - Übersicht [HÜB16]

Die Abdichtung von Fugen basiert auf unterschiedlichen Prinzipien. Diese sind in Abb. 4.16 dargestellt. Außerdem sind die verschiedenen Abdichtungssysteme aus Abb. 4.15 den Prinzipien zugeordnet, auf welchen sie beruhen.

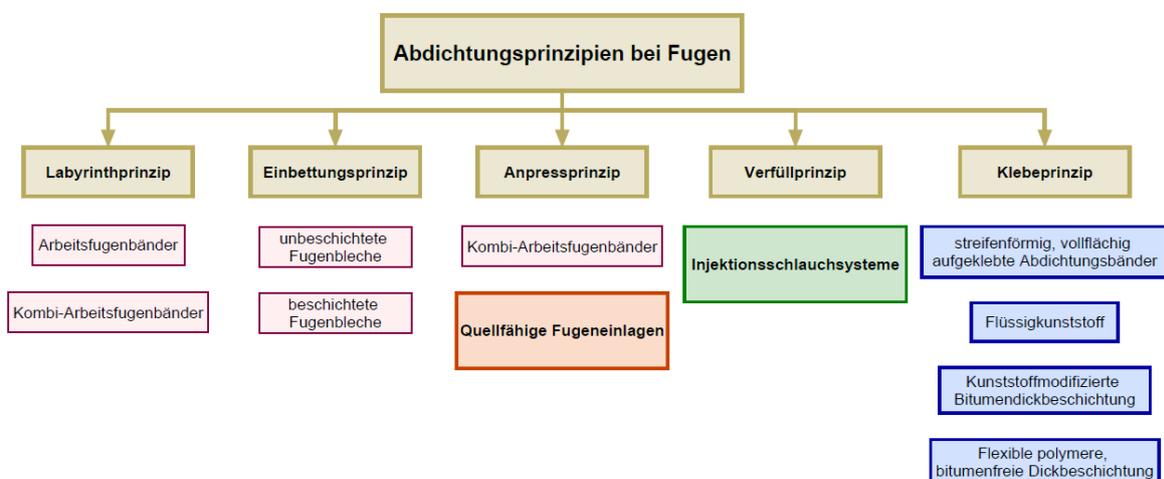


Abb. 4.16: Abdichtungsprinzipien bei Fugen (inkl. Beispiele) [HÜB16]

Die abdichtende Wirkung kommt beim **Labyrinthprinzip** durch eine Verlängerung des Wasserweges um die Fugenabdichtung zustande. Dagegen beruhen z.B. unbeschichtete Fugenbleche auf dem **Einbettungsprinzip**. Eine satte Einbindung im Beton gewährleistet hierbei die Dichtheit. Quillt eine Fugenabdichtung und wird dadurch an den Beton gepresst, so spricht man vom **Anpressprinzip**. Ein Beispiel hierfür sind Kombi - Arbeitsfugenbänder. Vorhandene Hohlräume oder Undichtigkeiten, können im Nachhinein mit Injektionsschlauchsystemen verpresst werden. Das diesem Vorgang zugrundeliegende Prinzip ist das **Verfüllprinzip**. Außen auf ein erhärtetes Betonbauteil aufgebraute Abdichtungen basieren auf dem **Klebeprinzip**.



## 5 Produktion der Elementwände

Um die Möglichkeiten, aber auch die Grenzen der Elementwandbauweise besser einschätzen zu können, ist es erforderlich den Produktionsablauf in einem Fertigteilwerk genauer zu betrachten. Letzterer ist auch in [HOH16] detailliert beschrieben.

Die Herstellung von Elementwänden unterliegt der ÖNORM EN 13369 - Allgemeine Regeln für Betonfertigteile und der ÖNORM EN 14992 - Betonfertigteile - Wandelemente. Die ÖNORM EN 14992 verweist an einigen Stellen auf die ÖNORM EN 13369 bzw. ergänzt zusätzlich für Wände geltende Anforderungen. Außerdem gelten die ÖNORM EN 1992-1-1 sowie die ÖNORM B 1992-1-1.

### 5.1 Palettenumlaufanlage

Die modernste Herstellungsvariante der Elementwände erfolgt in sogenannten Palettenumlaufanlagen. Dieses Verfahren erreicht im Vergleich zur stationären Produktion mittels Bahnfertigung oder der Klapp-Palette die höchste Kapazität.<sup>85</sup> Auf die beiden letztgenannten Verfahren wird im Rahmen dieser Diplomarbeit nicht eingegangen.

Die Wandelemente mit ihren beiden 5 - 7 cm dicken Fertigteilplatten durchlaufen dabei, auf Umlaufpaletten gelagert, verschiedene Stationen, an denen die einzelnen Arbeitsschritte durchgeführt werden.<sup>86</sup> Die Anlage selbst ist modular aufgebaut und kann in Abhängigkeit von der erforderlichen bzw. gewünschten Kapazität unterschiedliche Automatisierungsgrade aufweisen.<sup>87</sup>

Nach erfolgter Freigabe der Fertigungszeichnungen der einzelnen Elemente und des Versetzplans durch den Auftraggeber (i.d.R. die Baufirma) und die Fachplaner (Tragwerksplaner, Haustechnikplaner, Architekt) beginnt die CAD-/CAM-gesteuerte Produktion.<sup>88</sup> Beispielhafte Planausschnitte sind dem Kapitel 6.1.1, ab Seite 75 zu entnehmen. Durchbrüche (Türen, Fenster, sonstige Durchbrüche) und Aussparungen werden werkseitig geschalt und diverse Einbauteile wie z.B. Rohrdurchführungen, diverse Dübel oder Klappstecker werden ebenfalls im Werk eingebaut.

CAD-/CAM gesteuert bedeutet, dass die im technischen Büro am Computer erstellten CAD-Dateien (Produktionspläne) in einen Leitrechner eingespielt werden und unmittelbar der Herstellung der Elementwände dienen. Der Leitrechner steuert die einzelnen

---

<sup>85</sup> Nördlich von Nantes in Frankreich wurde 2010 eine Palettenumlaufanlage von Vollert Anlagenbau GmbH fertiggestellt. Diese Anlage erreicht bei einem 3-Schichtbetrieb eine Jahreskapazität von bis zu 250.000 m<sup>2</sup> Elementwänden (siehe [MAR11]).

<sup>86</sup> Siehe [HOH16] Seite 100 und [@VOL]

<sup>87</sup> Siehe [@SOM]

<sup>88</sup> Siehe [HOH16] Seite 93

Maschinen und Geräte der Palettenumlaufanlage und regelt auch den Transport zwischen den Fertigungsstationen. Je nach Automatisierungsgrad der Anlage werden gewisse Arbeitsschritte auch durch Handsteuerung ausgeführt.<sup>89</sup>

Zunächst wird der Transport der zu produzierenden Elementwand zwischen den einzelnen Fertigungsstationen innerhalb der Produktionshalle beschrieben. Hierbei wird einerseits in ein Beförderungsmittel (siehe Kapitel 5.1.1) und in ein Transportsystem (siehe Kapitel 5.1.2) unterschieden.

### 5.1.1 Umlaufpalette als Beförderungsmittel

Die sogenannte Umlaufpalette (auch: Schalungspalette) dient bei Palettenumlaufanlagen vom Beginn der Produktion an als Beförderungsmittel für die schrittweise entstehenden Fertigteilplatten. Es handelt sich hierbei um eine liegende Stahlrahmenkonstruktion mit einer darauf befestigten, horizontalen Stahlschalfläche.<sup>90</sup>



**Abb. 5.1: Schalungspalette [ @VOL ]**

In Abb. 5.1 ist eine Schalungspalette abgebildet, wobei auf der Schalfläche bereits stählerne Abschalelemente positioniert sind, welche die Konturen der Fertigteilplatten vorgeben. Die Abmessungen der Umlaufpalette geben schließlich auch die maximalen Abmessungen der Elementwand vor. Allerdings ist es gängige Praxis, unter bestmöglicher Ausnutzung des Platzes, mehrere Elemente nebeneinanderliegend auf einer Palette herzustellen. Dies ist in Abb. 5.2 zu erkennen.

Die Schalungspalette wird durch ein Transportsystem von einer Fertigungsstation zur nächsten befördert. Im folgenden Kapitel 5.1.2 wird dieses System erläutert.

<sup>89</sup> Siehe [ @VOL ] und [ @WEC ]

<sup>90</sup> Siehe [ @VOL ] und [ @EBA ]



Abb. 5.2: Platzausnutzung auf einer Umlaufpalette [@SOM]

### 5.1.2 Transportsystem

Die horizontale Beförderung der Umlaufpalette erfolgt **in Palettenlängsrichtung** mittels Rollenförderstrecken. Diese besteht aus Bockrollen (ohne Antrieb) und Reibrädern mit Elektromotorantrieb.<sup>91</sup>

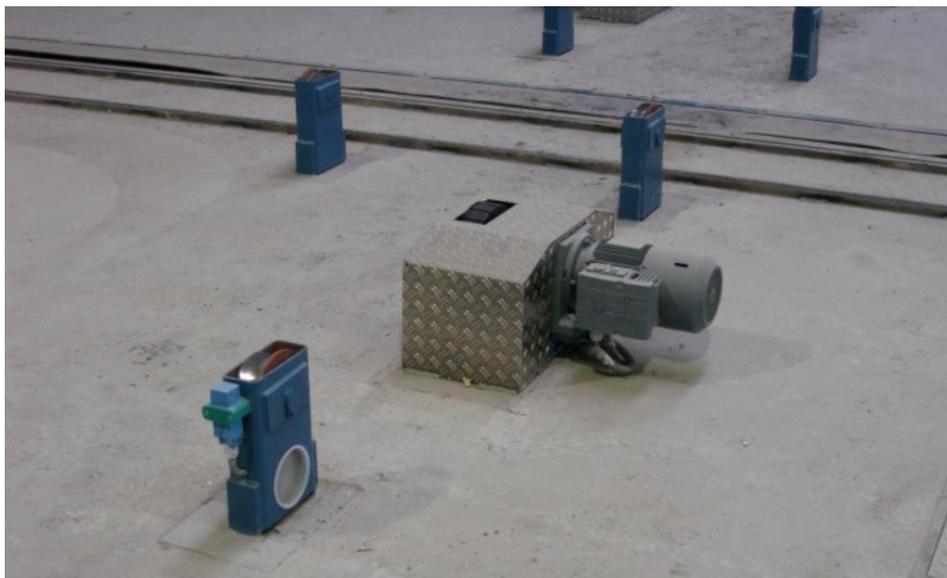


Abb. 5.3: Bockrollen und Reibrad zur Längsbeförderung [@AVE]

In Abb. 5.3 sind mehrere Bockrollen zu sehen, welche über keinen Antrieb verfügen. Die Reibrolle mit einem Gehäuse aus Riffelblech wird von einem außersitzenden Elektromotor angetrieben.

Die horizontale Beförderung **in Palettenquerrichtung** übernehmen Querhubwagen. In Abb. 5.4 ist ein Paar abgebildet. Dieses dient zum Umsetzen der Palette in Querrichtung innerhalb der Produktionslinie. Die Umlaufpalette wird hierzu von den beiden

<sup>91</sup> Siehe [@AVE], [@VOL] und [@WEC]

Querhubwagen hydraulisch angehoben und zur folgenden Fertigungsstation transportiert.<sup>92</sup>



**Abb. 5.4: Querhubwagen zur Querbeförderung [ @WEC ]**

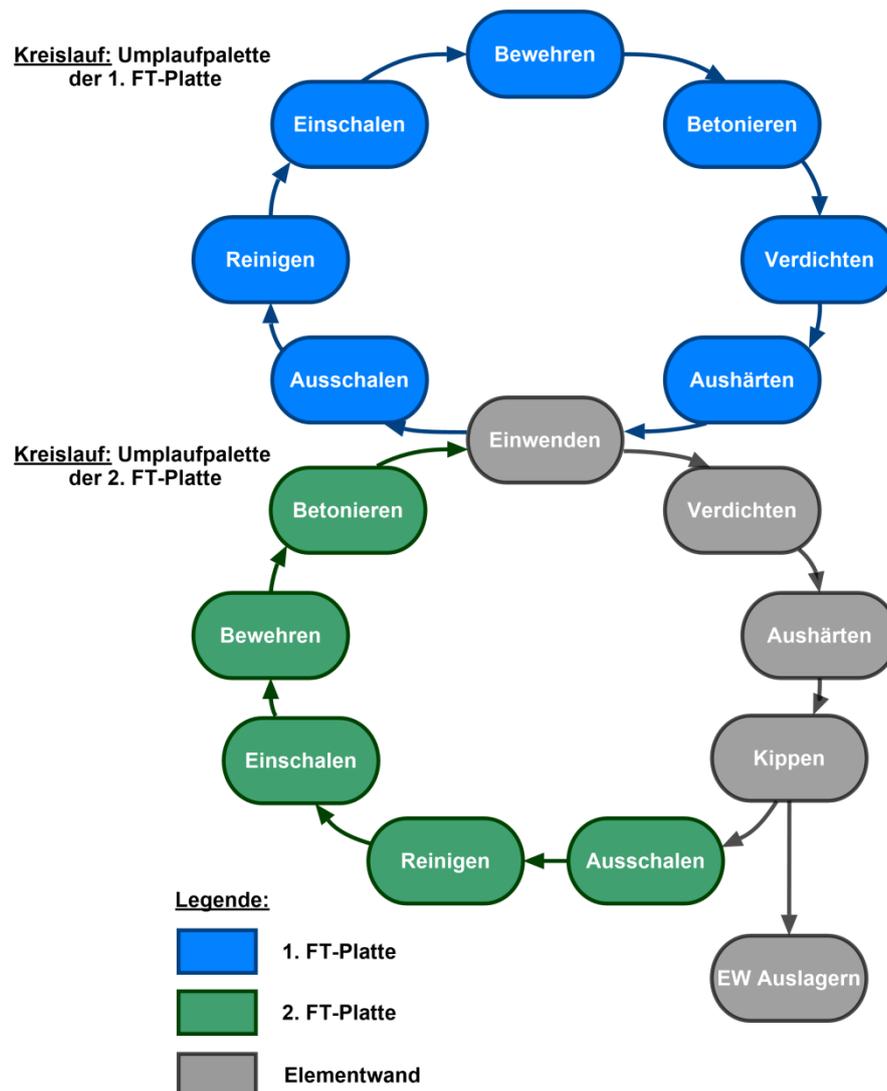
Die nacheinander stattfindenden Arbeitsschritte der Elementwandproduktion in den unterschiedlichen Fertigungsstationen werden in den nachfolgenden Unterkapiteln erläutert. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass dieses Anlagenprinzip beispielhaft für eine Vielzahl von Möglichkeiten steht und herstellerabhängig unterschiedliche Abläufe angewandt oder Anlagenkomponenten eingesetzt werden können.

## 5.2 Produktionsablauf

Eine Elementwand besteht aus zwei Stahlbeton-Fertigteilplatten, die durch Gitterträger miteinander verbunden sind. Der Einfachheit halber wird auf die Spezifikation "Stahlbeton" im Folgenden verzichtet. Es wird bei den folgenden Ausführungen unterschieden in die *erste Fertigteilplatte* und die *zweite Fertigteilplatte*. Gleichbedeutend mit dem Begriff *Fertigteilplatte* ist der Ausdruck *Fertigteilschale*.

Die Elementwandfertigung zeichnet sich durch eine anfänglich separate Herstellung der beiden Fertigteilplatten aus. Zu einem bestimmten Zeitpunkt werden die beiden Platten miteinander vereinigt. Ab diesem Zeitpunkt spricht man von einer Elementwand. In Abb. 5.5 ist der Produktionsablauf einer Umlaufanlage schematisch dargestellt. In blau ist der Kreislauf der Umlaufpalette der ersten Fertigteilplatte (FT-Platte) dargestellt. Dieser Kreislauf überschneidet sich mit dem der Umlaufpalette der zweiten Fertigteilplatte in einem Arbeitsschritt ("Einwenden"). Dieser Arbeitsschritt ist detailliert in Kapitel 5.2.8 beschrieben. In grau sind jene Arbeitsschritte dargestellt, bei denen die beiden FT-Platten bereits vereinigt sind.

<sup>92</sup> Siehe [ @SOM ] und [ @VOL ]



**Abb. 5.5: Ablaufschema der Fertigung [HÜB16]**

Nach dem Arbeitsschritt "Kippen" verlässt die Elementwand die Umlaufpalette der zweiten Fertigteilplatte. Die Leerpalette wird ausgeschalt und ist für den darauffolgenden Umlauf bereit. Die in Abb. 5.5 dargestellten Fertigungsschritte werden in den folgenden Kapiteln 5.2.1 bis 5.2.9 ausführlich behandelt.

### 5.2.1 Reinigung und Beölung

Der Fertigungsablauf beginnt im Palettenreiniger mit dem Entfernen von Beton- und Klebstoffresten des vorherigen Produktionsdurchlaufs mittels Schabern (bzw. Spachteln) und diversen Bürsten.<sup>93</sup> In Abb. 5.6 ist eine stationäre Reinigungseinrichtung für die Umlaufpaletten abgebildet. Hierbei fährt die Palette auf einer Rollenförderstrecke durch die Anlage. Alternativ kann aber auch die Reinigungseinrichtung selbst fahrbar ausgebildet werden (siehe Abb. 5.7).<sup>94</sup> Um ein Anhaften des Betons an der Schalfläche zu

<sup>93</sup> Siehe [ @VOL ] und [ @WEC ]

<sup>94</sup> Siehe [ @EBA ]

verhindern, wird ein Trennmittel auf die Umlaufpalette aufgesprüht. Dies kann durch eine Kombination von Reinigungseinrichtung und Trennmittleinheit geschehen.<sup>95</sup> Weitere Möglichkeiten sind das Auftragen durch den Schalungsroboter oder das manuelle Auftragen (siehe Kapitel 5.2.2 und 5.2.3).



**Abb. 5.6: Palettenreinigung stationär [ @EBA ]**



**Abb. 5.7: Palettenreinigung mobil [ @AVE ]**

Außerdem gibt es Reinigungsanlagen für die Abschalelemente, welche auf der Umlaufpalette mittels Magnettechnik angebracht werden. Die Schalungen werden manuell oder von einem Entschalroboter gelöst und auf ein Förderband gelegt, das sie durch die Reinigungseinheit transportiert.

## 5.2.2 Großplotter und Schalungsroboter

Anschließend bringt ein Großplotter die Umrisse der Elementwandplatten gemäß den CAD-Daten mit wasserlöslicher Farbe auf der zuvor gereinigten Schalfläche auf (siehe Abb. 5.8). Ebenso werden die Konturen von Aussparungen, Türen, Fenstern, sonstigen Wanddurchbrüchen und Einbauteilen aufgetragen.<sup>96</sup> Die fertigen Markierungen sind in Abb. 5.9 zu sehen. (Auf der später ausgehärteten Betonoberfläche des Elements ist die Farbe nicht mehr sichtbar.) Dieser Arbeitsschritt kann alternativ durch die Projektion der eben genannten Komponenten auf die Schalungspalette mittels Lasertechnik erfolgen.

<sup>95</sup> Siehe [HOH16] Seite 101

<sup>96</sup> Siehe [HOH16] Seite 100



Abb. 5.8: Großplotter [@EBA]



Abb. 5.9: Farbmarkierungen [@WEC]

Nun werden die stählernen Randabschalelemente von einem Schalungsroboter gemäß den aufgetragenen Farbmarkierungen auf der Schalfläche versetzt und magnetisch verriegelt. Diese Tätigkeit kann auch manuell erfolgen.<sup>97</sup> Sofern der Auftrag des Trennmittels nicht zuvor in Kombination mit der Palettenreinigung geschehen ist, kann dies auch durch den Schalungsroboter erfolgen.



Abb. 5.10: Schalungsroboter [@EBA]

### 5.2.3 Arbeitsplatzsystem

Schalungsergänzungen, Abschaltungen für diverse Durchbrüche und Einbauteile werden per Hand versetzt. Bei Schalungsergänzungen handelt es sich um Leisten oder Blöcke aus Styropor, welche die Stahlabschalungen auf die gewünschten Längen ergänzen und mittels Klebstoff (z.B. Heißkleber) auf den Umlaufpaletten fixiert werden.<sup>98</sup> Abschaltungen für verschiedene Durchbrüche bestehen aus im Werk manuell hergestellten

<sup>97</sup> Siehe [HOH16] Seite 100

<sup>98</sup> Siehe [HOH16] Seite 101

Holzkonstruktionen, die auf der Baustelle durch weitere Aussteifungen ergänzt werden, um den Frischbetondruck des Kernbetons aufzunehmen. Diese Arbeitsschritte erfolgen beim Arbeitsplatzsystem. Hierbei handelt es sich um ein Regalsystem neben der Umlaufpalette, einen Laufsteg entlang der Palette und einen verfahrbaren Werkzeugwagen. In dem Regalsystem sind Einbauteile, Abschaltungen aus Holz, Stahl oder Styropor sowie Magnete gelagert. Der Werkzeugwagen dient zur Bereitstellung von diversen Arbeitsgeräten, die für die Applikation der Schalungen und Einbauteile benötigt werden (u.a. Heißklebepistole).<sup>99</sup> Der verfahrbare Werkzeugwagen ist in Abb. 5.11 abgebildet. Die Einbauteile werden auf der Schalfläche mittels Magnettechnik oder Klebstoff befestigt. Für Kelleraußenwände sind Rohrdurchführungen, Dübel und Rückbiegeanschlüsse (auch: Klappstecker) relevant. Rückbiegeanschlüsse dienen der Herstellung eines Bewehrungsanschlusses an ein Stahlbetonbauteil, das zu einem späteren Zeitpunkt hergestellt wird (z.B. Anschluss an eine Kellerinnenwand).

Die Umlaufpalette kann an dieser Station manuell mit einem Betontrennmittel besprüht werden, sofern dies nicht schon zuvor in Kombination mit der Palettenreinigung oder durch den Schalungsroboter geschehen ist.



Abb. 5.11: Arbeitsplatzsystem [@WEC]

#### 5.2.4 Bewehren

Die Umlaufpalette wird nun zur nächsten Station verfahren, wo das Verlegen der Bewehrung erfolgt (siehe Abb. 5.12). In Elementwänden wird immer ein orthogonales Bewehrungsnetz eingelegt. Um den planmäßigen Abstand zwischen Schalfläche und Bewehrung zu gewährleisten, werden zunächst Abstandhalter positioniert. Auf diesen wird die Querbewehrung verlegt und anschließend werden die Gitterträger aufgelegt. Die Längsstäbe und Traganker werden danach eingelegt. Neben dem Bewehrungsgrundnetz

<sup>99</sup> Siehe [@VOL] und [@WEC]

können auch bereichsweise Bewehrungszulagen, die einer örtlichen Verstärkung der Bewehrung entsprechen, eingebaut werden. Beispielsweise kann dies aus statischen Gründen bei Tür- oder Fensterstürzen der Fall sein (siehe Abb. 4.8 auf Seite 37).<sup>100</sup> Ob diese Zulagen erforderlich sind, ist im Einzelfall durch eine statische Berechnung der Schnittgrößen und eine anschließende Bemessung nach ÖNORM EN 1992-1-1 und ÖNORM B 1992-1-1 zu klären. In Abhängigkeit von dem Automatisierungsgrad der Produktion können die eben genannten Tätigkeiten von einem Bewehrungsroboter durchgeführt werden oder manuell ausgeführt werden.

Die Traganker aus Stahl, die als Anschlagpunkte für das Versetzen der Elemente mittels Kran dienen, werden manuell eingebaut (siehe Abb. 5.13).



**Abb. 5.12: Verlegte Bewehrung [HOH16]**



**Abb. 5.13: Eingebaute Traganker [HOH16]**

Die in den Fertigteilplatten zu verlegende, flächige Bewehrung kann Matten- und/oder Stabstahlbewehrung sein.

Das Ausgangsprodukt ist Betonrippenstahl. Dieser wird zum einen als Stabstahl in Längen bis zu 14 m und in Durchmessern von 8 - 40 mm geliefert.<sup>101</sup> Zum anderen wird Betonrippenstahl in Ringen (Coils) mit Stabdurchmessern von 8 - 16 mm und einer Masse von 1,8 - 3,5 Tonnen pro Coil geliefert.<sup>102</sup> Der Bewehrungsstahl wird bei Bedarf von dem Coil abgewickelt, von einer Richtanlage geradegerichtet und auf das gewünschte Maß abgelängt. Auf diese Weise fällt kein Verschnitt an. Ein weiterer Vorteil ist die platzsparendere Lagerung als die von Stabstahl.<sup>103</sup>

Bewehrungsmatten werden unterschieden in Standardmatten (Lagermatten) und individuell nach CAD-Vorgaben produzierte Matten (Sondermatten).<sup>104</sup> Die Herstellung

<sup>100</sup> Siehe [HOH16] Seiten 105 - 107

<sup>101</sup> Siehe [HOF11] Seite 45

<sup>102</sup> Siehe [FRI11] Seite 265 und [HOF11] Seite 46

<sup>103</sup> Siehe [HOF11] Seite 46

<sup>104</sup> Siehe [@EBA] und [FRI11] Seite 22

erfolgt mittels elektrischer Widerstandspunktschweißung in einer Mattenschweißanlage. Dadurch werden die sich orthogonal kreuzenden Bewehrungsstäbe scherfest miteinander verbunden.<sup>105</sup> Bei Standardmatten handelt es sich um A-Matten, AQ-Matten und ÖMAT-Schlaufenmatten, die nach einem vom Hersteller definierten Programm produziert werden. Sie werden ab Lager zum Fertigteilwerk geliefert. Die genannten Mattentypen unterscheiden sich in der Maschenweite, dem Stabdurchmesser, dem Verhältnis von Quer- zu Längsbewehrung, den Abmessungen und den bei den ÖMAT-Schlaufenmatten vorhandenen Randschlaufen. Bei Sondermatten unterscheiden sich die eben genannten Charakteristika von denen der Lagermatten.<sup>106</sup> In Fertigteilwerken können zur Produktion von Elementwänden Lagermatten und/oder Sondermatten verwendet werden. Die Sondermatten werden in der Produktionshalle von einer Mattenschweißanlage hergestellt. In einem Fertigteilwerk können je nach Ausstattung folgende Anlagen zur Bewehrungsverarbeitung vorhanden sein:<sup>107</sup>

- ◆ **Richtschneidemaschine** zum Geraderichten und Ablängen von als Coil geliefertem Betonrippenstahl,
- ◆ **Richtscheide- und Biegemaschinen** zum Geraderichten von als Coil geliefertem Betonrippenstahl und anschließendem Biegen zur gewünschten Form und Ablängen,
- ◆ **Bügelbiegeautomat** zur Herstellung von Bügeln oder gebogenen Stäben,
- ◆ **Mattenschweißanlagen** zur Herstellung von Sondermatten,
- ◆ **Gitterträgerschweiß- und schneideanlagen** zur Herstellung von Gitterträgern.

Die in eine Elementwand einzubauenden Gitterträger unterliegen in ihren geometrischen Toleranzen und die Stahlkennwerte betreffend der ÖNORM B 4707 (Bewehrungsstahl - Anforderungen, Klassifizierung, Konformitätsnachweis). Die Gitterträger können einerseits von einem Hersteller für geschweißte Bewehrungsprodukte geliefert werden oder sie werden im Betonfertigteilwerk selbst produziert. Im Betonfertigteilwerk ist die Herstellung von Gitterträgern mit individueller Geometrie möglich (unter Einhaltung der Vorgaben der ÖNORM B 4707). Geliefert werden dagegen nur Gitterträger nach einem vom Hersteller festgesetzten Programm.

### 5.2.5 Betonieren

Die mit Bewehrung und Einbauteilen bestückte Umlaufpalette wird anschließend zur Betonierstation verfahren. In der Mischanlage des Fertigteilwerks wird der Beton mit den

<sup>105</sup> Siehe [HOF11] Seite 45

<sup>106</sup> Siehe [FRI11] Seite 22

<sup>107</sup> Siehe [@EBA]

gewünschten Eigenschaften hergestellt und dann durch ein Transportsystem (Kübelbahn) einem Betonverteiler übergeben.<sup>108</sup>

Durch diesen verfahrbaren Betonverteiler mit Segmentverschlüssen erfolgt dann der Betoniervorgang. Dabei fährt der Verteiler computergesteuert über die Umlaufpalette und entlädt durch Öffnen der Segmentverschlüsse und Drehen der jeweiligen Förderschnecken den Beton (siehe Abb. 5.14).<sup>109</sup> Es wird dabei genau so viel Beton aufgebracht, damit nach dem anschließend stattfindenden Verdichtungsvorgang die gewünschte Plattendicke resultiert. Dabei handelt es sich um einen Wert zwischen 5 und 7 cm nach abgeschlossener Verdichtung. Sobald der Betonverteiler über abgeschaltete Durchbrüche und Rohrdurchführungen fährt, schließen sich in diesen Bereichen die Segmentverschlüsse und verhindern dadurch ein ungewolltes Ausbetonieren. Bei Plattengrundrissen, die keinem Rechteck entsprechen oder schmalen Platten, sind entsprechend nur jene Klappen geöffnet, die sich über der zu betonierenden Fläche befinden. Ein manuelles Verteilen des Betons mittels Rechen ist in der Regel nicht erforderlich.



**Abb. 5.14: Betonverteiler [HÜB16]**

<sup>108</sup> Siehe [@WEC] und [@VOL]

<sup>109</sup> Siehe [HOH16] Seite 108

### 5.2.6 Verdichten

Darauffolgend findet die Nachverdichtung des Betons in der Verdichtungsstation statt. Das prinzipielle Ziel einer Verdichtung ist die Reduktion des Luftgehaltes des Betons bei gleichzeitiger Erhöhung der Gefügedichte.

In Fertigteilvererken gibt zwei unterschiedliche Verdichtungstechniken:<sup>110</sup>

- ◆ Schwingverdichtung
- ◆ Hochfrequenzverdichtung

Bei der **Schwingverdichtung** wird die Umlaufpalette durch die Verdichtungseinheit mit großer Amplitude und niedriger Frequenz horizontal in Schwingung versetzt. Die Bewegung kann dabei eindimensional in Plattenlängs- oder Plattenquerrichtung erfolgen. Es sind aber auch kombinierte, kreisförmige Schwingungen möglich. Die Parameter, welche die Verdichtung charakterisieren, sind Bewegungsrichtung, Frequenz, Amplitude und Verdichtungsdauer.<sup>111</sup>

Die zweite Möglichkeit stellt die **Hochfrequenzverdichtung** dar. Die Erregerfrequenz ist wesentlich höher als bei der Schwingverdichtung und gleichzeitig ist die Amplitude kleiner. Hierbei wird die Umlaufpalette auf Vibrationsblöcke gesetzt oder es werden Außenrüttler an der Palette angebracht.<sup>112</sup>

Der Verdichtungsprozess kann in einer eigenen Verdichtungsstation stattfinden, wie in Abb. 5.15 abgebildet. Oder die Betonierstation ist mit Schwing- bzw. Vibrationsblöcken ausgestattet. In Abb. 5.16 ist neben der Verdichtungseinheit der Betonverteiler am linken Bildrand zu sehen.



Abb. 5.15: Separate Verdichtungsstation  
[@SOM]



Abb. 5.16: Betonier- und  
Verdichtungsstation [@VOL]

Die Art der Verdichtungstechnik hat auch Einfluss auf die Rauigkeit der Fertigteiplattenoberfläche. Die niederfrequente Schwingverdichtung hinterlässt eine in der

<sup>110</sup> Siehe [HOH16] Seite 108

<sup>111</sup> Siehe [@VOL] und [@AVE]

<sup>112</sup> Siehe [@AVE] und [@SOM]

Regel rauere Oberfläche als die Hochfrequenzverdichtung.<sup>113</sup> Um einen ausreichenden Verbund zwischen Kernbeton und Fertigteilplatte sicherzustellen, muss gemäß VÖB RL - WU eine vollflächig kornraue Verbundfuge vorhanden sein. In der Richtlinie ist eine mittlere Rautiefe von  $\geq 0,9$  mm gefordert. Die Bestimmung der Rautiefe hat gemäß ÖNORM EN 1766 Abschnitt 7.2 mittels Sandverfahren zu erfolgen. Betreffend den genauen Ablauf und die Auswertung des Verfahrens wird auf die ÖNORM EN 1766 verwiesen. Ist die Mindestrautiefe eingehalten, so ist ein ausreichender Verbund zwischen den Fertigteilplatten und dem auf der Baustelle verfüllten Kernbeton gewährleistet. Deshalb können wie in Kapitel 4.5.2 auf Seite 39 beschrieben, Risse aufgrund von Zwangsbeanspruchungen ausschließlich in den Stoßfugen der Elementwände entstehen.

Es gibt drei Möglichkeiten, um eine ausreichend raue Oberfläche zu erhalten:<sup>114</sup>

- ◆ Durch eine Abstimmung von Betonzusammensetzung, Betonkonsistenz und den entsprechenden Parametern (Bewegungsrichtung, Frequenz, Amplitude, Verdichtungsdauer) bei der Schwingverdichtung wird eine ausreichend raue Oberfläche gewährleistet. Diese wird in VÖB RL - WU in Abschnitt 5.2.4 als rüttelraue Oberfläche bezeichnet.
- ◆ Ist die Oberfläche nach dem Verdichtungsprozess zu glatt, kann eine partielle Rauigkeit durch einen Besenstrich hergestellt werden. Dabei wird die Platte mit einem Stahlrechen manuell zwischen den Gitterträgern und in den Randbereichen aufgeraut.
- ◆ Das Einstreuen von Zuschlägen auf die frisch betonierete, aber noch unverdichtete Fertigteilplatte stellt ebenfalls eine entsprechende Rauigkeit sicher.

### 5.2.7 Aushärten

Nach dem Verdichten des Betons der ersten Fertigteilplatte, muss er aushärten. Dieser Vorgang findet in dem Aushärtebereich statt. Hierbei handelt es sich um eine Regalanlage, bei der die Fächer für die Umlaufpaletten übereinander und nebeneinander angeordnet sind.<sup>115</sup> Die Anzahl der Fächer und somit die Größe des Aushärtebereichs ist von der Kapazität der Umlaufanlage abhängig.<sup>116</sup> Um das Abbinden des Betons zu beschleunigen, werden derartige Härteanlagen in der Regel beheizt. Damit die vorhandene Wärmeenergie und Feuchtigkeit nicht entweichen, ist das gesamte Regalsystem mit isolierenden Paneelen verkleidet (siehe @VOL). Eine Segmenttoranlage

<sup>113</sup> Siehe [HOH16] Seite 108

<sup>114</sup> Siehe [HOH16] Seite 108 und 115

<sup>115</sup> Siehe [@VOL] und [@WEC]

<sup>116</sup> Siehe [@SOM]

bildet den stirnseitigen Abschluss der Anlage und erlaubt es, jedes Regalfach einzeln zu öffnen bzw. zu schließen, um die Umlaufpaletten ein- und auslagern zu können.<sup>117</sup> Die Beschickung der Anlage mit den Umlaufpaletten, sowie das Auslagern, erfolgt durch ein Regalbediengerät.



**Abb. 5.17: Bodenfahrendes Regalbediengerät [@VOL]**

Es handelt sich hierbei entweder um ein bodenfahrendes oder ein deckenfahrendes System. Das bodenfahrende Regalbediengerät befindet sich in einer Vertiefung des Hallenbodens, damit die Umlaufpalette niveaugleich von der Rollenförderstrecke auf die Hubplattform fahren kann.<sup>118</sup> In Abb. 5.17 ist ein derartiges Regalbediengerät abgebildet. Die Umlaufpalette wird hydraulisch oder elektromotorisch auf die Höhe des gewünschten Regalfachs angehoben. Horizontal kann sich das Regalbediengerät über in der Bodenplatte eingelassenen Führungsschienen vor das Fach bewegen. Sobald sich die Hubplattform mit der darauf liegenden Umlaufpalette vor dem vorgesehenen Regalfach befindet, wird das Regal von einem Segmenttoröffner geöffnet. Die Umlaufpalette wird durch Reibräder, die über einen Elektromotorantrieb verfügen, und einen Zahnstangenschieber in das Fach befördert (siehe @VOL).

Bei dem deckenfahrenden System ist keine Grube in der Bodenplatte der Halle erforderlich. Eine von oben greifende Traverse fixiert die Umlaufpalette und anschließend wird sie elektromotorisch angehoben. Diese Art des Regalbediensystems bewegt sich horizontal über Rollen auf Kranbahnträgern fort. Der restliche Ablauf erfolgt analog zu dem bodenfahrenden System.<sup>119</sup>

<sup>117</sup> Siehe [@VOL] und [@AVE]

<sup>118</sup> Siehe [@AVE]

<sup>119</sup> Siehe [@VOL] und [@AVE]

### 5.2.8 Einwenden: Vereinigung von 1. und 2. Fertigteilplatte

Nach einer bestimmten Aushärtezeit, die von den Temperatur- und Feuchtigkeitsbedingungen in der Härtekammer abhängig ist, wird die Umlaufpalette von dem Regalbediensystem aus dem Regalfach entnommen.<sup>120</sup> Gemäß dem Werk "Elementwände im drückenden Grundwasser" [HOH16] beträgt die erforderliche Aushärtezeit in einer beheizten Härtekammer bei 30 - 40°C etwa 8 - 12 Stunden. Über die Umlaufbahn gelangt die ausgehärtete erste Fertigteilplatte zu der Wendestation. Hier wird diese in die frisch betonerte zweite Schale eingewendet. Die Umlaufpalette mit der erhärteten ersten Schale wird hydraulisch durch Spannarme in der Wendetraverse gehalten. Daraufgehend wird die Umlaufpalette um 180° gewendet und nach Positionierung über dem Frischbeton der zweiten Schale abgesenkt.<sup>121</sup> Abb. 5.18 zeigt den Wendevorgang der ersten Fertigteilplatte. Im unteren Abschnitt der Abbildung ist die zweite, frisch betonerte Schale zu sehen.



Abb. 5.18: Einwendevorgang [@SOM]

Die noch unverdichtete untere Schale lagert dabei auf einer Nachverdichtungsstation. An dem Wendegerät montierte Abstandhalter gewährleisten, dass die Gitterträger der ersten Schale planmäßig in die zweite Schale eintauchen. Hierdurch wird die für die Elementwand vorgesehene Gesamtwanddicke eingehalten. Diese in ihrer Höhe verstellbaren und arretierbaren Abstandhalter sind in Abb. 5.19 abgebildet. Durch die anschließend am selben Ort stattfindende Schwing- oder Hochfrequenzverdichtung wird der Frischbeton der unteren Schale nachverdichtet. Dabei wird die gesamte Elementwand

<sup>120</sup> Siehe [HOH16] Seite 110

<sup>121</sup> Siehe [@VOL]

durch Schwing- bzw. Vibrationsblöcke in Schwingung versetzt. Hierbei findet keine Relativbewegung zwischen den beiden Schalen statt (siehe @VOL). Sollte die Oberfläche der zweiten Schale die Anforderungen an die Rauheit gemäß VÖB RL - WU nicht erfüllen, so können die in Kapitel 5.2.6 auf Seite 61 erwähnten Maßnahmen ergriffen werden.

Nach dem Verdichten wird die Verspannung zwischen der oberen Schale und ihrer zugehörigen Umlaufpalette gelöst. Die stählernen Spannarme werden von Arbeitern entfernt, die Leerpalette wird durch die Wendevorrichtung angehoben, rückgewendet und über die Umlaufbahn der Reinigungsstation übergeben. Vor der Reinigung wird die Leerpalette manuell oder durch einen Entschalroboter ausgeschalt. Die Abschalelemente werden anschließend gereinigt und mit Trennmittel beschichtet. Danach gelangen sie zum Arbeitsplatzsystem (siehe @VOL).

Nun übernehmen in die erste Schale eingebaute Abstandhalter die Stützung bzw. Distanzierung der oberen Fertigteilplatte (siehe Abb. 5.20). Diese bestehen aus einem von Kunststoff umgebenen, stiftförmigen Stahlkern. Die Höhe dieser Abstandhalter entspricht der Gesamtdicke der Elementwand. Es besteht die Gefahr, dass entlang der Oberfläche dieser Einbauteile von außen auf das Kellergeschoß wirkendes Wasser durch die Elementwand durchströmt. Abhilfe schafft eine in den Abstandhalter integrierte Wassersperre in Form einer kreisförmigen Scheibe.



**Abb. 5.19: Verstellbare Abstandhalter an dem Wendegerät [HÜB16]**



**Abb. 5.20: Einbetonierte Kunststoffabstandhalter [HÜB16]**

Anschließend wird die Umlaufpalette dem Regalbediensystem übergeben und in ein Fach zum Aushärten eingeschoben. Nachdem der Abbindevorgang in der Härtekammer abgeschlossen ist, wird die Umlaufpalette in den Ausschalbereich verfahren.

### 5.2.9 Kipptisch

Die Umlaufpalette mit der ausgeschalteten Elementwand wird dann durch einen Kipptisch bis zu einem Winkel von 80° - 85° aufgestellt. Mit dem Hallenkran wird das Halbfertigteil

dann angehoben und stehend in ein Transportgestell verladen.<sup>122</sup> Als Anschlagvorrichtungen dienen die beiden einbetonierten Traganker.



Abb. 5.21: Kipptisch [@EBA]

### 5.2.10 Lagerung im Werk

Die Transportgestelle (siehe Abb. 5.22) werden gemäß der Stapellisten mit Wandelementen beladen. Jene Listen beinhalten unter anderem die Lage der Elemente in dem Gestell sowie Informationen zur Masse und den Abmessungen der Elemente. Sobald ein Gestell durch den Hallenkran mit den dafür vorgesehenen Elementwänden beladen wurde, wird es mittels Gabelstapler aus der Produktionshalle befördert. Die Lagerung der Wandelemente erfolgt anschließend auf dem Lagerplatz des Fertigteilwerks.



Abb. 5.22: Transportbox auf dem Lagerplatz des FT-Werks [HOH16]

Die Abb. 5.22 zeigt ein Transportgestell, das für den Transport zur Baustelle bereit steht. Ein Gabelstapler dient schließlich der Verladung und positioniert die Transportbox auf der Ladefläche des Semitiefaders (siehe Kapitel 5.3.2). Eine zweite Möglichkeit der

<sup>122</sup> Siehe [@VOL], [@WEC] und [@EBA]

Verladung ergibt sich durch den Transport mittels Innenlader. Dieser ist in der Lage den Transportrahmen selbstständig aufzunehmen (siehe Kapitel 5.3.3).<sup>123</sup> Im folgenden Abschnitt 5.3 wird näher auf den Transport zur Baustelle eingegangen.

### 5.3 Transport zur Baustelle

Betonfertigteile bzw. Betonhalbfertigteile werden innerhalb Österreichs hauptsächlich auf der Straße befördert. Eine Alternative ist der Verkehrsträger Schiene. Allerdings hat kaum eine Baustelle eine Anbindung an das Schienennetz, weshalb ein kombinierter Transport auf Schiene und Straße erforderlich wäre. Dies hat nach der Diplomarbeit *Transportlogistik im Bauwesen* von Straczek-Helios [STR08] zwei wesentliche Nachteile:

- ◆ Abhängigkeit von Fahrplänen
- ◆ Wartezeiten an der Umschlagsstelle (Umschlagbahnhof)

Außerdem werden bei der Errichtung von Hochbauten nur eine begrenzte Anzahl von Fertigteilelementen zum gleichen Zeitpunkt zur Baustelle transportiert. Diese Menge richtet sich nach dem Platz auf der Baustelle, der für die Zwischenlagerung der Elemente bis zum Einbauzeitpunkt zur Verfügung steht. Gemäß *Transportlogistik im Bauwesen* hängt der Anteil der Transportkosten am Materialpreis von der Auslastung der Kapazität des Transportmittels ab. Aus oben genanntem Grund ist die Auslastung des Transportmittels Bahn jedoch nicht gegeben, weshalb hohe Kosten resultieren und lediglich der Transport auf der Straße wirtschaftlich ist.

Beim Transport von Elementwänden handelt es sich um Stückguttransporte, wobei der Transport von Elementwänden einen Spezialfall darstellt. Hierfür werden zwei Fahrzeugkombinationen<sup>124</sup> unterschieden, die in den Kapiteln 5.3.2 und 5.3.3 vorgestellt werden. Die stehende Anlieferung der Elemente ist üblich.<sup>125</sup> Dies verhindert zusätzliche Montagelastfälle durch das Umlegen bzw. Aufrichten der Elementwand, wobei Beschädigungen auftreten können.

#### 5.3.1 Zulässige Abmessungen und Massen

Bei der Auswahl der Zugmaschine und des Aufliegers zum Transport der Elementwände sind die in Tab. 5.1 angeführten Grenzabmessungen und Massen einzuhalten. Die maximal transportierbare Nutzlast ergibt sich aus der Differenz der zulässigen

---

<sup>123</sup> Siehe [HOH16] Seiten 119 - 122

<sup>124</sup> Siehe [VÖB RL - DW] Abschnitt 8, Seite 7

<sup>125</sup> Siehe [SYS09] Seite 10

Gesamtmasse (40 t)<sup>126</sup> und der Eigenmassen der Zugmaschine und des Aufliegers. Es ist allerdings zu berücksichtigen, dass die aus dieser Rechnung hervorgehende transportierbare Masse *nicht* zur Gänze für die Elementwände zur Verfügung steht. Die Masse der Transportboxen bzw. Transportrahmen<sup>127</sup> ist ebenfalls zu berücksichtigen.

Sattelkraftfahrzeuge			
Zulässige Gesamtmasse	Zulässige Abmessungen		
40 t	Länge	Breite	Höhe
	16,5 m	2,55 m	4,0 m

Tab. 5.1: Zulässige Abmessungen und Massen gemäß KFG<sup>128</sup> [HÜB16]

### 5.3.2 Sattelzugmaschine mit Semitielflader und Transportbox

Die gängigste Möglichkeit des Straßentransports ist mittels Semitielflader, der von einer Sattelzugmaschine gezogen wird<sup>129</sup>. Derartige Kraftfahrzeuge haben keine Ladefläche, sondern eine Sattelkupplung, die der Verbindung zu dem Sattelaufleger (dem Semitielflader) dient. In Abb. 5.23 ist ein 2-achsiges Modell einer Sattelzugmaschine abgebildet.

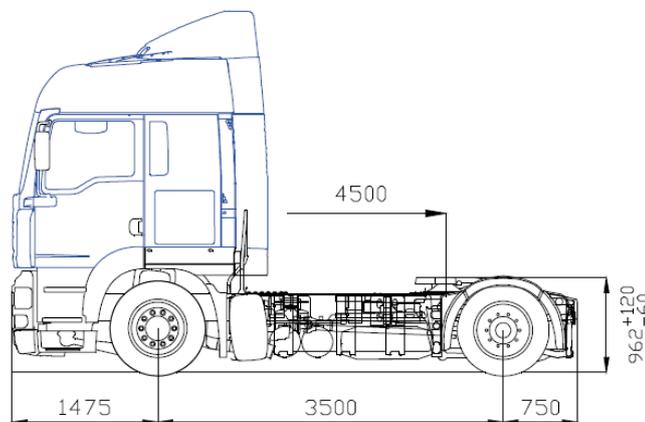


Abb. 5.23: 2-Achs Sattelzugmaschine [©FEL]

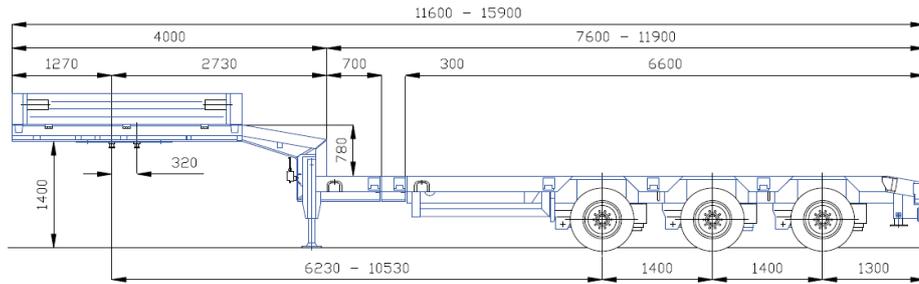
In Abb. 5.24 ist ein Semitielflader dargestellt, der an die Zugmaschine gekoppelt wird. Das tiefliegende Plateau (über den drei Achsen) dient als Auflagerfläche für die Transportbox, in welcher die Elementwände nebeneinanderstehend lagern. Derartige Boxen sind in Abb. 5.25 und Abb. 5.26 zu sehen. Abhängig von der zu transportierenden Nutzlast kommen auch Semitielflader mit vier oder mehr Achsen zum Einsatz.

<sup>126</sup> Bei kombiniertem Verkehr beträgt die maximal zulässige Gesamtmasse im Vorlauf- und Nachlaufverkehr 44 to (siehe KFG 1967 Abschnitt II § 4 Absatz 7a; Fassung vom 27.05.2016).

<sup>127</sup> Erklärung der Begriffe: siehe Kapitel 5.3.2 und 5.3.3

<sup>128</sup> Siehe KFG 1967 Abschnitt II § 4 Absatz 6 und Absatz 7a; Fassung vom 27.05.2016

<sup>129</sup> Siehe [KAH13] Seite 43



**Abb. 5.24: 3-Achs Semitiefvlader [FEL]**

Die Transportboxen werden in der Regel mittels Gabelstapler auf den Semitiefvlader gehoben.<sup>130</sup>

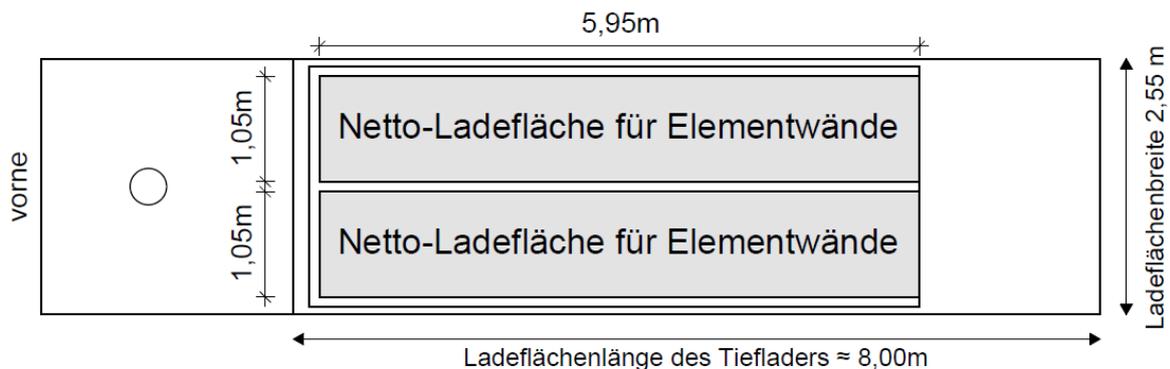


**Abb. 5.25: Transportbox im FT-Werk [HÜB16]**



**Abb. 5.26: Transportbox auf dem Semitiefvlader [KAH13]**

Die Transportbox in Abb. 5.25 ist ein Modell der Fa. Maba. Diese hat im Grundriss eine Netto-Ladefläche von 2,10 m Breite und 5,95 m Länge. Die 2,10 m setzen sich aus 2 x 1,05 m zwischen den vertikalen Stielen der Transportbox zusammen. In Abb. 5.27 sind die Ladefläche eines Semitiefvladers, sowie eine Transportbox, graphisch dargestellt.



**Abb. 5.27: Schematischer Grundriss eines Tiefvladers [HÜB16]**

In Abhängigkeit von der Wanddicke, kann somit eine gewisse Anzahl von Elementen nebeneinander gereiht werden. Aufgrund der maximal zulässigen Nutzlast<sup>131</sup> kann es

<sup>130</sup> Siehe [HOH16] Seite 121

jedoch sein, dass weniger Elemente transportierbar sind als es die Platzverhältnisse zulassen würden. Diese beiden Kriterien sind in Tab. 5.2 für Elemente mit den Abmessungen 4,8 x 2,37 m dargestellt<sup>132</sup>. Die Dicke der FT-Schalen beträgt jeweils 6,0 cm. Folgende Berechnung dient der Ermittlung der maximal transportierbaren Stückzahl bei einer zulässigen Nutzlast von 20 t.

$$m = 4,80 \text{ m} \cdot 2,37 \text{ m} \cdot (0,06 \text{ m} \cdot 2) \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 = 3412,8 \text{ kg} = 3,41 \text{ t}$$

$$\text{Transportierbare Anzahl} = \frac{20 \text{ t}}{3,41 \text{ t}} = 5,87 \text{ Stk.} \rightarrow 5 \text{ Stk.}$$

Semitieflader mit Transportbox 1,05 m * 2 x 5,95 m		
b [cm]	Kriterium	
	Breite 2*1,05 m	Nutzlast 20 t
25 cm	8 Stk.	5 Stk.
30 cm	6 Stk.	
35 cm	6 Stk.	
40 cm	4 Stk.	
45 cm	4 Stk.	
50 cm	4 Stk.	

Tab. 5.2: Kapazität Semitiefelader, Elementlänge 4,80 m, Elementbreite 2,37 m [HÜB16]

In Längsrichtung wird aus Befestigungsgründen in der Regel nicht mehr als ein Element positioniert.

### 5.3.3 Sattelzugmaschine mit Innenlader und Transportrahmen

Die Alternative zu dem Semitiefelader stellt der Innenlader dar. Hierbei handelt es sich um einen Auflieger, der für den Transport von diversen Fertigteilen konzipiert ist. Dieser wird ebenfalls von einer Sattelzugmaschine, wie in Abb. 5.23 dargestellt, gezogen. Die Elementwände werden im Fertigteilwerk in spezielle Transportrahmen (siehe Abb. 5.29 und Abb. 5.30) stehend verladen.

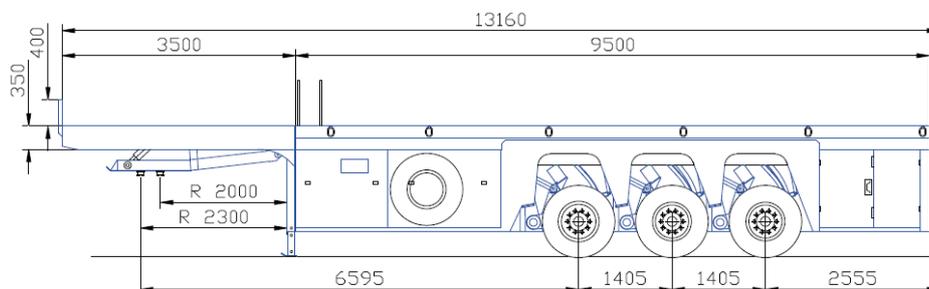


Abb. 5.28: 3-Achs Innenlader [@FEL]

<sup>131</sup> Die Nutzlast ist abhängig von der Zugmaschine und dem Semitiefelader. In der Regel liegt sie im Bereich von etwa 20 Tonnen.

<sup>132</sup> Mit einer planmäßigen Bodenfugenhöhe von 3,0 cm ergibt sich eine Wandhöhe von 2,40 m.

Jene Rahmen können von der Zugmaschine mit Innenlader selbstständig aufgenommen werden.<sup>133</sup>



Abb. 5.29: Transportrahmen am Lagerplatz [HOH16]



Abb. 5.30: Transportrahmen und Innenlader [@LAN]

Hierzu wird der Innenlader zunächst hydraulisch abgesenkt (siehe Abb. 5.31). Anschließend setzt die Zugmaschine samt Innenlader zurück zu dem bereitstehenden Transportrahmen (siehe Abb. 5.32), der auf beiden Seiten in Bodennähe eine Führungsschiene besitzt. Am Innenlader montierte Stahlleisten fädeln in diese Führungsschienen ein. Wenn sich der gesamte Transportrahmen im Inneren des Laders befindet, wird der Innenlader samt Transportrahmen angehoben (siehe Abb. 5.33).

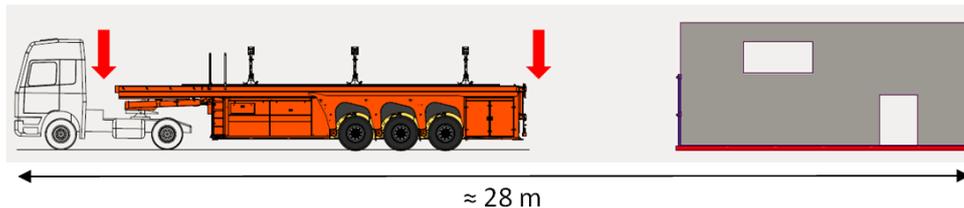


Abb. 5.31: Innenlader - Beladung Schritt 1 [@LAN]

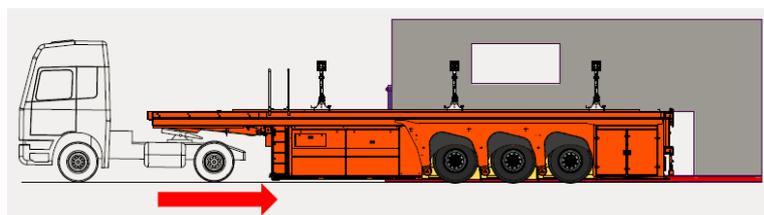


Abb. 5.32: Innenlader - Beladung Schritt 2 [@LAN]

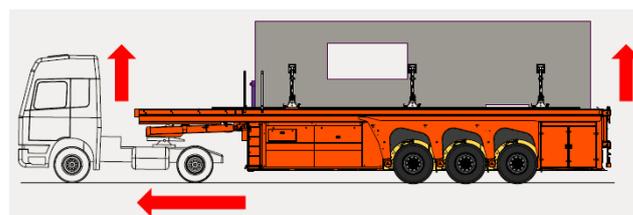


Abb. 5.33: Innenlader - Beladung Schritt 3 [@LAN]

<sup>133</sup> Siehe [HOH16] Seite 121

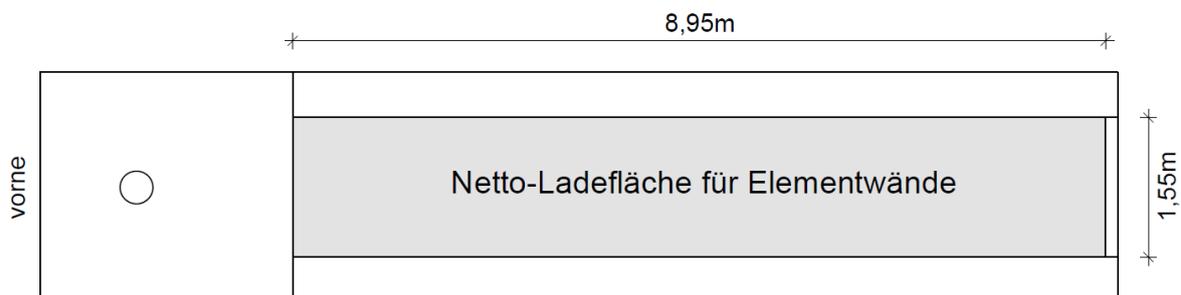
Die seitliche Ladungssicherung geschieht mittels hydraulischer Arme, wie in Abb. 5.34 zu sehen ist.<sup>134</sup>

Wenn die Elemente stehend geliefert werden sollen, ist ab einer bestimmten Höhe ( $\cong$  lotrechter Abstand zwischen Fundamentplatte und Kellerdecke) der Einsatz eines Innenladers, anstelle des Semitiefaders, erforderlich. Die Ladefläche des Tiefaders liegt nämlich etwa 90 cm über dem Straßenniveau, während ein Innenlader die Elemente deutlich tieferliegend transportieren kann.



**Abb. 5.34: Seitliche Ladungssicherung bei einem Innenlader [ @LAN ]**

Laut telefonischer Auskunft eines Mitarbeiters der Fa. Oberndorfer, beträgt der Laderaum des von ihnen eingesetzten Innenladers im Grundriss 1,55 x 8,95 m. Hierbei handelt es sich um Netto-Abmessungen. Das heißt, dass der Platzbedarf des Transportrahmens bereits berücksichtigt ist. In Abb. 5.35 ist die Ladefläche graphisch dargestellt.



**Abb. 5.35: Schematischer Grundriss eines Innenladers [HÜB16]**

In Abhängigkeit von der Wanddicke, kann somit eine gewisse Anzahl von Elementen nebeneinander gereiht werden. Aufgrund der maximal zulässigen Nutzlast<sup>135</sup>, kann es

<sup>134</sup> Siehe [STR08] Seite 46 und [ @LAN ]

<sup>135</sup> Die Nutzlast ist abhängig von der Zugmaschine und dem Innenlader. In der Regel liegt sie im Bereich von etwa 20 Tonnen.

jedoch sein, dass weniger Elemente transportierbar sind als es die Platzverhältnisse zulassen würden. Diese beiden Kriterien sind in Tab. 5.3 für Elemente mit den Abmessungen 4,8 x 3,37 m dargestellt. Die Dicke der FT-Schalen beträgt jeweils 6,0 cm. Folgende Berechnung dient der Ermittlung der maximal transportierbaren Stückzahl bei einer zulässigen Nutzlast von 20 t.

$$m = 4,80 \text{ m} \cdot 3,37 \text{ m} \cdot (0,06 \text{ m} \cdot 2) \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 = 4852,8 \text{ kg} = 4,85 \text{ t}$$

$$\text{Transportierbare Anzahl} = \frac{20 \text{ t}}{4,85 \text{ t}} = 4,12 \text{ Stk.} \rightarrow 4 \text{ Stk.}$$

Innenlader 1,55 x 8,95 m		
b [cm]	Kriterium	
	Breite 1,55 m	Nutzlast 20 t
25 cm	6 Stk.	4 Stk.
30 cm	5 Stk.	
35 cm	4 Stk.	
40 cm	3 Stk.	
45 cm	3 Stk.	
50 cm	3 Stk.	

**Tab. 5.3: Kapazität Innenlader, Elementlänge 4,80 m, Elementbreite 3,37 m [HÜB16]**

Hintereinander können jeweils zwei Elemente stehen, solange die Summe ihrer Längsabmessungen 8,95 m nicht überschreitet. Erneut ist die maximale Nutzlast zu beachten.

Bei der Wahl des Transportmittels ist außerdem auf die Platzverhältnisse auf der Baustelle Rücksicht zu nehmen. Ein Semitielflader inklusive Sattelzugmaschine hat eine Länge von bis zu 16,5 m.<sup>136</sup> Werden die Elemente "just-in-time"<sup>137</sup> versetzt, so wird kein zusätzlicher Entladebereich benötigt. Nach dem Versetzen der Wände ist zum Wenden des Sattelzuges ein entsprechender Bereich vorzusehen. In Abb. 5.36 ist die Schleppkurve eines derartigen Fahrzeuges mit den Mindestabmessungen des Wendebereichs dargestellt. Alternativ ist auch ein Zurücksetzen (= Zurückschieben) des Fahrzeuges möglich.

Ein Innenlader mit Sattelzugmaschine benötigt aufgrund des Abladevorganges ca. 28 m<sup>138</sup> (siehe Abb. 5.31). Zuzüglich sind, analog zu Abb. 5.36, die erforderlichen Platzverhältnisse für Zu- und Abfahrt zu beachten.

Der Stellplatz für das Transportfahrzeug muss außerdem eben sein. Gemäß der Montageanleitung für Doppelwände des VÖB [VÖB RL - DW] dürfen auf 6 m Länge

<sup>136</sup> Siehe KFG 1967 Abschnitt II § 4 Absatz 7a und [VÖB RL - DW] Seite 7

<sup>137</sup> Direktes Versetzen der Wandelemente, vom Transportfahrzeug aus.

<sup>138</sup> Siehe [HOH16] Seite 291 und [SYS09] Seite 10

maximal 25 cm Bodenunebenheit gegeben sein. Die Syspro<sup>139</sup>-Montageanleitung [SYS09] erlaubt dagegen nur 20 cm auf 10 m Länge.

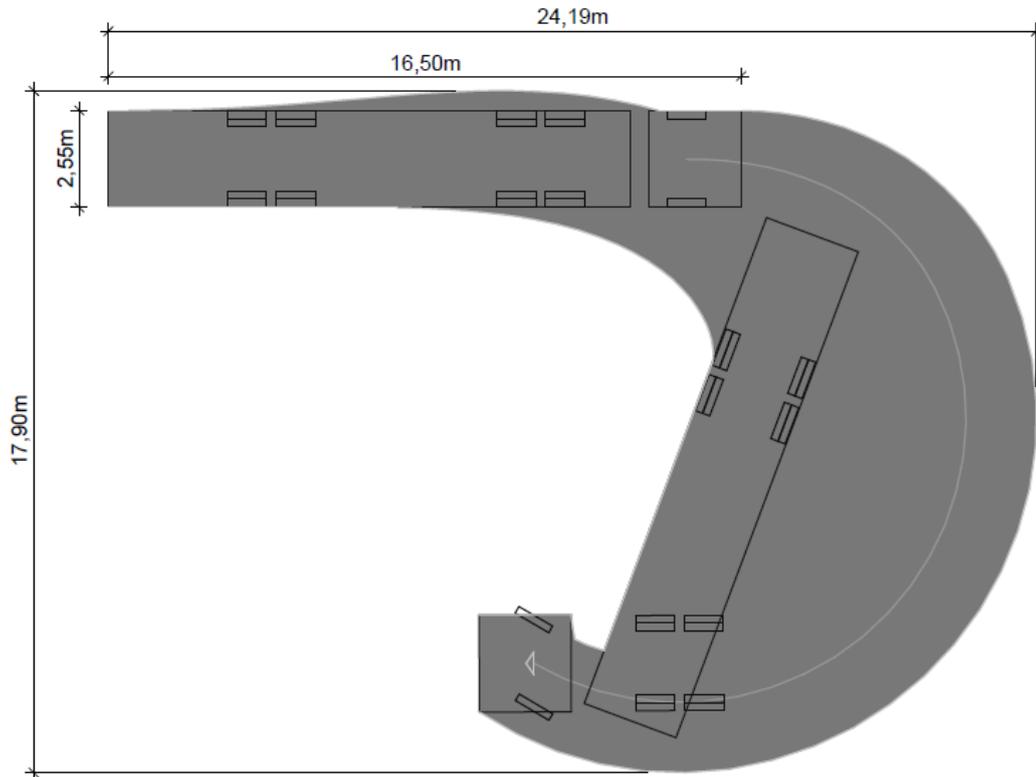


Abb. 5.36: Schleppkurve eines Sattelzuges [HÜB16]<sup>140</sup>

<sup>139</sup> Die Syspro-Gruppe Betonbauteile e.V. ist eine Qualitätsgemeinschaft, bestehend aus Unternehmen der Beton-Fertigteilindustrie.

<sup>140</sup> Die Abbildung wurde in Nemetschek Allplan mit dem Modul *Straßendetails* generiert.



## 6 Baubetriebliche Analyse

### 6.1 Planunterlagen

Zur Errichtung eines wasserundurchlässigen Kellers aus Stahlbeton sind in Abhängigkeit von der Bauweise (Elementwand-, Ortbetonbauweise) verschiedene Ausführungs- und Konstruktionspläne erforderlich. Diese werden in den folgenden Kapiteln 6.1.1 und 6.1.2 vorgestellt.

#### 6.1.1 Elementwandbauweise

Zur Herstellung der Kelleraußenwände sind die im Folgenden aufgezählten Planunterlagen erforderlich. Zum besseren Verständnis sind jeweils Planausschnitte beispielhaft abgebildet.

- ◆ Schalungsplan des Kellergeschoßes (siehe Abb. 6.1):

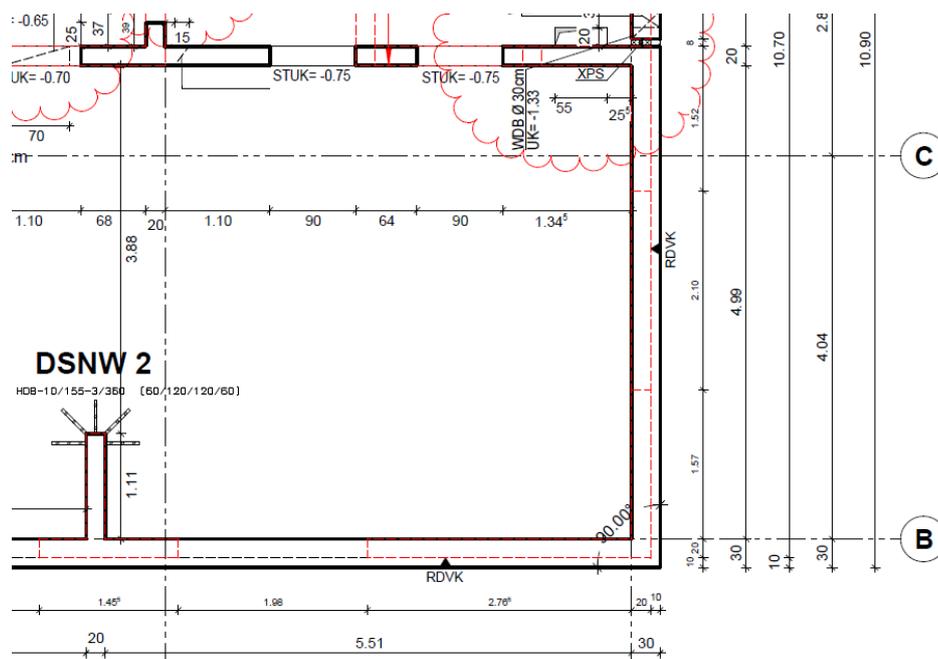
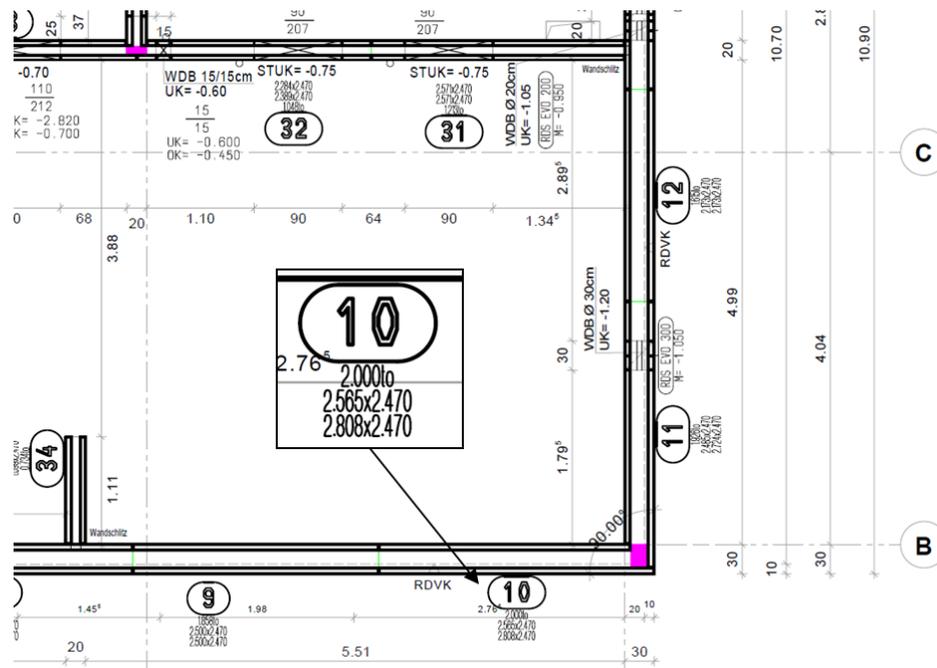


Abb. 6.1: Auszug aus einem Schalungsplan - EW (Grundriss) [ZTK16]

Der Schalungsplan wird der beauftragten Fertigteilfirma digital übermittelt (in den Dateiformaten .dwg oder .dxf<sup>141</sup>). Dieser wird im technischen Büro zu einem Versetzplan adaptiert.

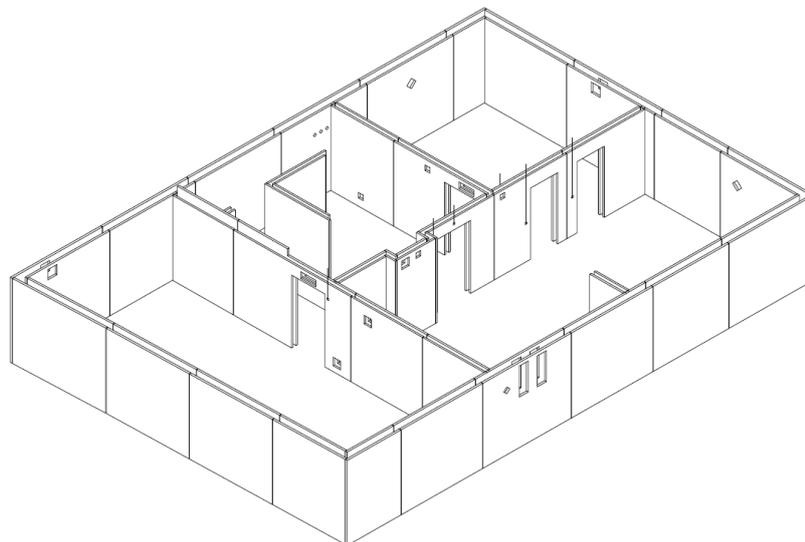
<sup>141</sup> DWG und DXF sind von der Fa. AutoCAD entwickelte Dateiformate zum Austausch von CAD-Daten.

◆ Versetzplan der Wandelemente (siehe Abb. 6.2):



**Abb. 6.2: Auszug aus einem Versetzplan der EW (Grundriss) [MAB16]**

Im Grundriss ist jedes Wandelement mit einer Elementnummer versehen. Direkt darunter sind die Masse des Elements (in Tonnen) und die Abmessungen der beiden Schalen angeführt. Die dreidimensionale Darstellung (Abb. 6.3) dient dem besseren Verständnis des Plans.



**Abb. 6.3: Auszug aus einem Versetzplan der EW (3D - Ansicht) [MAB16]**

Aus dem Versetzplan werden automatisch die Produktionspläne abgeleitet, die in den Leitrechner des Werks eingespielt werden (vergleiche Kapitel 5 auf Seite 49) und der Herstellung der Elemente dienen (siehe Abb. 6.4).

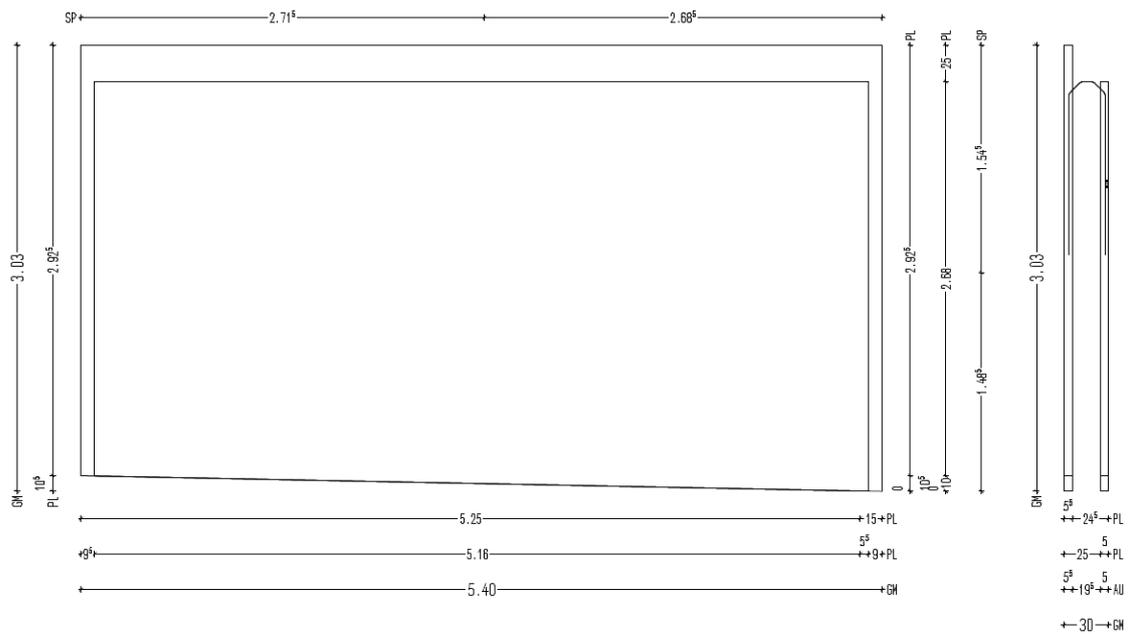


Abb. 6.4: Ausschnitt eines Produktionsplans [OBE16]

- ◆ Bewehrungsplan für die Stoßfugenbewehrung zwischen den Wandelementen, sofern diese nicht im Versetzplan enthalten ist (siehe Abb. 6.5):

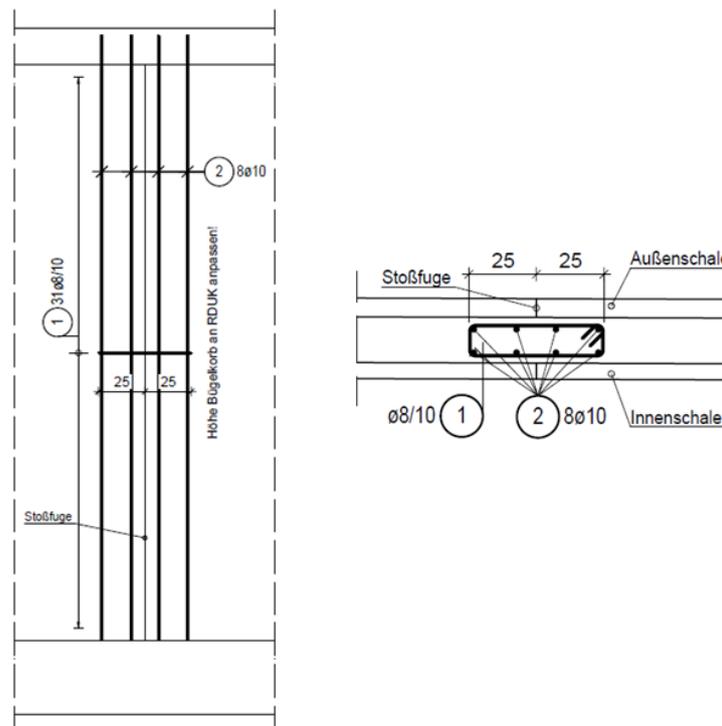


Abb. 6.5: Auszüge aus einem Bewehrungsplan der Stoßfugenbewehrung [ZTK16]





- ◆ Die Dimensionierung des Turmdrehkrans: Die Breite (und damit die Masse) der Wandelemente ist an die Traglast des eingesetzten Krans in der Planungsphase anpassbar. Je mehr Elemente jedoch versetzt werden müssen, desto mehr Zeit nimmt dies in Anspruch, was Auswirkungen auf die Kosten hat.  
Wenn mittels Krankübel betoniert wird, ist auch dessen beladene Masse eine maßgebende Einflussgröße für die Dimensionierung des Turmdrehkrans.
- ◆ Die Baustellenzufahrten, Baustellenausfahrten und Abladeflächen: Die Transportfahrzeuge, welche die Elementwände liefern, benötigen Platz zum Abladen und Rangieren. Vor der ersten Lieferung sollte mit dem Fertigteilwerk Rücksprache gehalten werden, wie viel Platz auf der Baustelle zur Verfügung steht. Richtwerte für die benötigten Platzverhältnisse, in Abhängigkeit von dem Auflieger, sind in Kapitel 5.3.3 auf Seite 72 angeführt.
- ◆ Lager- und Stellflächen: Bei der Ortbetonbauweise sind Stellflächen zum Zwischenlagern der Bewehrung, Schalung, Rüstung, etc. notwendig. Bei der Elementwandbauweise benötigt man vor allem Flächen, um die Wandelemente zwischenzulagern, wenn diese nicht "just-in-time" versetzt werden.
- ◆ Maßnahmen zur Wasserhaltung sind vorzuhalten, wenn im Bauzustand mit einem Anstieg des Grundwasserspiegels über das Aushubplanum zu rechnen ist. Zur Auswahl stehen die Grundwasserabsenkung (offene oder geschlossene Wasserhaltung) und die Grundwasserabspernung.

Für weiterführende Informationen das Thema Baustelleneinrichtung betreffend wird auf das Werk *Baustelleneinrichtung* von Schach und Otto verwiesen [OTT11].

## 6.3 Bauablauf Elementwandbauweise

In den folgenden Unterkapiteln 6.3.1 bis 6.3.10 werden detailliert alle Arbeitsschritte beschrieben, die zur Errichtung der Kelleraußenwände in Elementwandbauweise nötig sind. Anschließend werden in Kapitel 6.3.11 sämtliche Arbeitsschritte übersichtlich zusammengefasst.

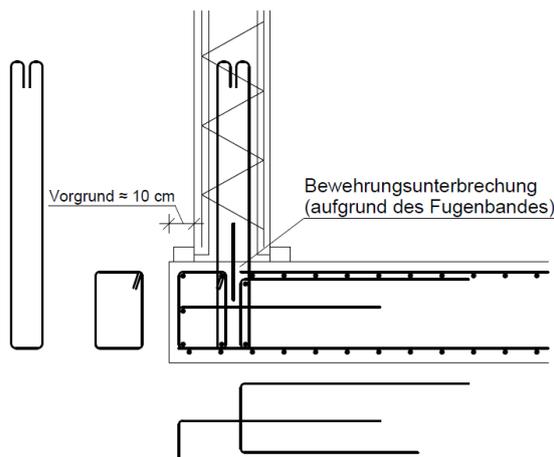
Obwohl sich der Umfang dieser Diplomarbeit auf die Kelleraußenwände einer weißen Wanne beschränkt, muss auch auf gewisse Aspekte bei der Herstellung der Bodenplatte eingegangen werden. Diese spielen sowohl für die Tragwirkung, als auch die abdichtende Funktion der Außenwände eine wesentliche Rolle.

### 6.3.1 Bodenplatte

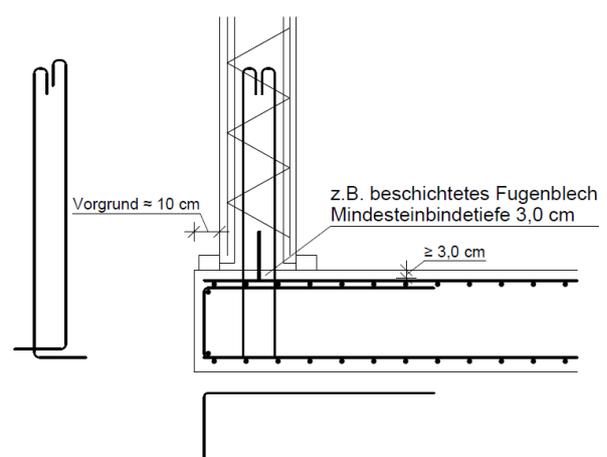
Die erhärtete Bodenplatte bildet die Auflagerfläche für die zu versetzenden Elementwände. Bei der Fuge zwischen Bodenplatte und den aufgehenden Wänden

handelt es sich um eine Arbeitsfuge, also eine Kontaktfläche zwischen zwei Betonierabschnitten. Generell ist bei allen Arbeitsfugen einer weißen Wanne eine Fugenabdichtung vorzusehen. Im Falle der Arbeitsfuge zwischen Bodenplatte und Elementwänden handelt es sich in der Regel um innenliegende Fugenabdichtungssysteme. Hierbei werden diverse Fugenbänder und Fugenbleche unterschieden (siehe Kapitel 4.6.2). Wenn eine außenliegende Abdichtung (siehe Kapitel 6.3.9) ausgeführt wird, kann das innenliegende Abdichtungssystem entfallen.

Diese innenliegenden Abdichtungssysteme müssen vor dem Betonieren der Bodenplatte positioniert werden, da sie in den Beton der Bodenplatte einbinden. Nach dem Verlegen der Bewehrung der Bodenplatte (inkl. Steckeisen in die aufgehenden Wände), wird das Abdichtungssystem mit Hilfe von Montagebügeln in seiner Lage fixiert. Abhängig vom Produkt, muss eine bestimmte Einbindetiefe des Fugenbandes/Fugenblechs in den Beton der Bodenplatte eingehalten werden. Die mindestens erforderliche Einbindetiefe beträgt für beschichtete Fugenbleche 3,0 cm.<sup>143</sup> In diesem Fall kann das beschichtete Fugenblech auf die obere Bewehrungslage der Bodenplatte gestellt werden (siehe Abb. 6.10). Allerdings muss bei der Planung auf eine ausreichende Betondeckung im Randbereich sind die U-förmig gebogenen Bewehrungsseisen der Randeinfassung der Bodenplatte. Bei der Erstellung des Bewehrungsplanes sollte deshalb Rücksprache mit der Baufirma gehalten werden, welches Abdichtungssystem verwendet werden soll. Dementsprechend ist die Höhe der Randeinfassung zu wählen.



**Abb. 6.9: Bewehrungsführung - Fugenband [HÜB16]**



**Abb. 6.10: Bewehrungsführung - beschichtetes Fugenblech [HÜB16]**

Bei unbeschichteten Fugenblechen oder Arbeitsfugenbändern ist dagegen die halbe Profilhöhe als Einbindetiefe erforderlich. In diesem Fall ist eine Bewehrungsunterbrechung

<sup>143</sup> Siehe [HOH16] Seiten 137 und 219

einzuplanen (siehe Abb. 6.9). Zur Vermeidung dieser Unterbrechung müssten Fugenbandkörbe eingesetzt werden. Beide letztgenannten Varianten sind allerdings mit Mehrkosten verbunden (Mehrverbrauch Bewehrungsstahl bzw. Kosten des Fugenbandkorbes).

Der in Abb. 6.9 dargestellte Vorgrund der Bodenplatte dient dem Anbringen einer Fugenabschalung, um ein Auslaufen des Kernbetons in der Bodenfuge zu verhindern.

Ein Kontakt zwischen Fugenband/Fugenblech und den Steckeisen ist nicht zulässig. Ebenso ist ein gewisser Abstand der Steckeisen zu den Fertigteilplatten der Elementwände einzuhalten (mindestens 2,0 cm<sup>144</sup>). Diese Punkte sind bei dem Verlegen der Anschlusseisen in der Bodenplatte unbedingt zu berücksichtigen, da es bei Nichteinhaltung zu Undichtigkeiten in der Bodenfuge kommen kann. Die Einhaltung eines ausreichenden Abstandes zu den Fertigteilplatten ist außerdem für einen reibungslosen Versetzvorgang der Elementwände wichtig.

Es wird empfohlen am Tag nach dem Betonieren der Bodenplatte die Zementschlämme im Bereich der Arbeitsfuge Bodenplatte/Außenwand mit einem Hochdruckreiniger oberflächlich zu entfernen. Dadurch wird das Korngerüst des Betons freigelegt und es entsteht eine raue Oberfläche, die einen guten Verbund zum Füllbeton der Elementwand gewährleistet.<sup>145 146</sup> Gleichzeitig kann hierbei die Fugenabdichtung von Verunreinigungen, die während des Betoniervorgangs entstanden sind, befreit werden.

### 6.3.2 Vorarbeiten

Ehe die Elemente angeliefert und versetzt werden, müssen eine Reihe von Vorarbeiten geleistet werden. Diese gliedern sich in folgende Arbeitsschritte:<sup>147</sup>

- ◆ Reinigung der Aufstellfläche
- ◆ Aufreißen<sup>148</sup> des Grundrisses
- ◆ Ausnivellieren des höchsten Punkts der Aufstellfläche
- ◆ Verlegen der Unterlagsplatten
- ◆ Annageln von Kantholz an die Bodenplatte, als Anschlagkante und Abschalung (Betonnägel werden mittels Bolzensetzgerät eingetrieben)

<sup>144</sup> Siehe [HOH16] Seite 276

<sup>145</sup> Siehe [HOH16] Seite 279-280

<sup>146</sup> Wenn das Korngerüst freigelegt ist, kann man die Oberfläche gemäß ÖNORM EN 1991-1-1 Abschnitt 6.2.5 (2) als *rau* einstufen.

<sup>147</sup> Siehe [HOH16] Seite 273

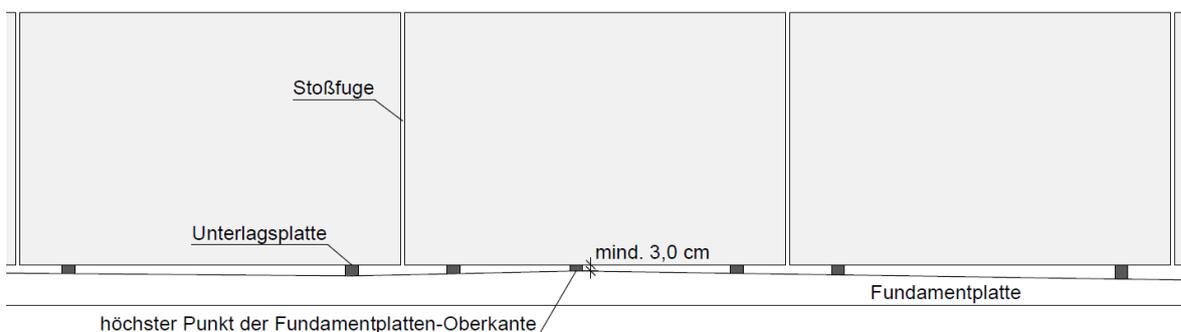
<sup>148</sup> aufreißen = aufzeichnen

Die Aufstellfläche der Elementwand muss frei von Verunreinigungen sein. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um Staub und kleine Betonbruchstücke, die mittels Besen oder Druckluft beseitigt werden.

Im Anschluss werden die Innenkanten der Außenwände auf der Bodenplatte mit Hilfe von Ölkreide aufgerissen. Ebenso werden die Stoßfugen zwischen den einzelnen Wandelementen auf der Bodenplatte aufgezeichnet, um die planmäßigen Stoßfugenbreiten (i.d.R. 1,0 cm) gemäß dem Plankopf des Versetzplan einzuhalten. Damit eine Verwechslung von Elementen vermieden wird, ist es empfehlenswert die Elementnummern gemäß Versetzplan auf der Bodenplatte aufzutragen.

Um das Eindringen des Füllbetons in die Bodenfuge zwischen Fertigteilplatte und Bodenplatte zu ermöglichen, muss diese Fuge mindestens 3,0 cm hoch sein (siehe Kapitel 4.5.3.2).

Die Oberfläche der erhärteten Bodenplatte ist nicht komplett eben. Das bedeutet, es existiert entlang der Achsen der Außenwände ein bestimmter Punkt mit der größten absoluten Höhe. Bei diesem Punkt muss die Fugenhöhe (mindestens) 3,0 cm betragen. Bei jedem anderen Punkt entlang der Achse der Außenwände ist die Fugenhöhe folglich größer (siehe Abb. 6.11). Um eine waagerechte Unterkante aller Elementwände zu gewährleisten, werden Unterlagsplatten mit verschiedenen Dicken auf der Bodenplatte verlegt. Diese 7 x 7 cm oder 10 x 10 cm großen Unterlagsplatten aus Faserzement oder Kunststoff dienen als Auflager für die Wandelemente. In der Regel genügen vier Platten pro Elementwand (zwei pro Schale). Zunächst wird mit Hilfe eines Nivelliergeräts die Lage des höchsten Punkts bestimmt. Nun muss die Absoluthöhe dieses Punktes bestimmt werden. Dem Versetzplan ist die planmäßige Absoluthöhe der Unterkante der Elementwand an diesem Punkt zu entnehmen. Aus der Differenz dieser beiden Höhen ergibt sich die erforderliche Dicke der Unterlagsplatten an diesem maßgebenden Punkt.



**Abb. 6.11: Mindesthöhe der Bodenfuge bei unebener Fundamentoberkante [HÜB16]<sup>149</sup>**

<sup>149</sup> In Anlehnung an [SYS09] Seite 9 und [HOH16] Seite 286

Aufgrund von Ungenauigkeiten bei dem Betoniervorgang der Bodenplatten und den gemäß ÖNORM EN 13670 (Ausführung von Tragwerken aus Beton), empfohlenen maximalen geometrischen Grenzabweichungen<sup>150</sup>, kann es sein, dass die Fundamentplatten-Oberkante zu hoch liegt. In diesem Fall ist eine planmäßige Fugenhöhe von 3,0 cm nicht ausreichend. In Anbetracht dieser Überlegung sollte die planmäßige Fuge größer als 3,0 cm gewählt werden. Gemäß diverser Montageanleitungen für Elementwände, sind Höhenabweichungen der Bodenplatte von  $\pm 1,0$  cm von der planmäßigen Höhe üblich.<sup>151</sup> Folglich ist die Festlegung der Fugenhöhe von 4,0 cm durch den Planer sinnvoll und legitim. In dem Fachartikel *Toleranzen im Hochbau* [EHG11] beschreibt DI Jörg Ehgartner, dass der Planer mögliche Abweichungen in der Ausführung bereits in der Planung berücksichtigen muss. Dies trifft auf die soeben beschriebene Situation zu.

Damit während des Betoniervorgangs ein Auslaufen des Füllbetons in der Bodenfuge verhindert wird, ist eine Abschalung anzubringen. Dies kann (einseitig) vor dem Versetzen der Wandelemente durch Annageln von Kantholz an die Bodenplatte erfolgen.<sup>152</sup> Hierzu dient ein Bolzensetzgerät. Das beidseitige Annageln von Abschaltungen vor dem Versetzen birgt die Gefahr, dass die Hölzer eventuell in einem zu geringen Abstand voneinander angebracht werden. Alternativ kann die Abschalung auch nach dem Versetzen erfolgen.

### 6.3.3 Versetzarbeiten

Wie in Kapitel 5.3 beschrieben, werden die Wandelemente entweder mittels Semitiefklader oder Innenklader zur Baustelle transportiert. Im Falle des Semitiefkladers werden die Elemente meist direkt vom Tieflader durch den Turmdrehkran (oder einen Mobilkran) angehoben und auf der Bodenplatte versetzt. Alternativ können die Elemente auch auf der Baustelle bis zum Einbauzeitpunkt zwischengelagert werden. Hierfür wird entweder die gesamte Transportbox durch den Baustellenkran abgeladen oder die Elemente werden einzeln abgehoben und in ihrer Lage gesichert, stehend zwischengelagert.<sup>153</sup> Es ist anzumerken, dass jeder Abhebe- bzw. Absetzvorgang die Gefahr einer Beschädigung der Fertigteilplatten birgt. Aus diesem Grund ist dem direkten Versetzen vom Tieflader aus der Vorzug zu geben.<sup>154</sup>

---

<sup>150</sup> Laut dem informativen Anhang G (Bild G.1) der ÖNORM EN 13670, beträgt die empfohlene maximale Höhenabweichung der Fundamentoberkante  $\pm 20$  mm.

<sup>151</sup> Siehe [GIT09] Abschnitt 1, [FDU] Seite 3 und [VÖB RL - DW] Seite 7

<sup>152</sup> Siehe [HOH16] Seite 288

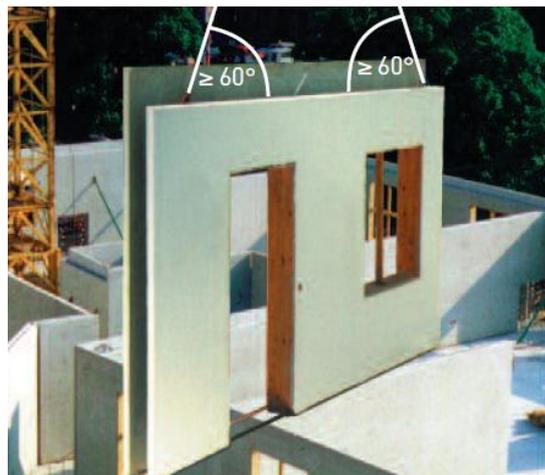
<sup>153</sup> Siehe [VÖB RL - DW] Seite 7

<sup>154</sup> Siehe [HOH16] Seite 302

Bei der Prüfung der Planunterlagen durch die Baufirma, muss kontrolliert werden, ob der Kran die einzelnen Elemente an die dafür vorgesehenen Stellen heben kann. Sollte die Masse eines Elements zu groß sein, muss das betreffende Element in der Planungsphase geteilt werden.

Bei Anlieferung der Elementwände mittels Innenlader, wird der Transportrahmen analog zu dem Beladevorgang (siehe Abb. 5.31 bis Abb. 5.33 auf Seite 70) auf der Baustelle abgesetzt.

Das Versetzen der Elemente kann durch den Baustellenkran oder durch einen Mobilkran erfolgen. Als Anschlagpunkte dienen die werkseitig eingebauten Traganker (siehe Abb. 5.13 auf Seite 57 und Abb. 4.9 auf Seite 38). Die Kranhaken dürfen nicht an den Gitterträgern angeschlagen werden. Sobald die Kranhaken eingeklinkt sind, können die Sicherungsbolzen der Transportbox oder des Transportrahmens gelöst werden.<sup>155</sup> Der Winkel zwischen Gehänge und der Horizontalen darf dabei  $60^\circ$  nicht unterschreiten, da sonst die Beanspruchung der Traganker und der Ketten zu groß wird (siehe Abb. 6.12).<sup>156</sup>



**Abb. 6.12: Winkel der angeschlagenen Kranketten [VÖB RL - DW]**

Die Elemente werden anschließend angehoben und zum Einbauort geschwenkt, wo sie langsam abgesenkt werden. Beim Absetzen ist darauf zu achten, dass weder die Fugenabdichtung, noch die Anschlussbewehrung beschädigt werden. Eventuell können die eingebauten Gitterträger mit den Steckeisen aus der Bodenplatte kollidieren. In diesem Fall sind die Bewehrungseisen zur Seite zu biegen.<sup>157</sup>

In Abb. 6.13 ist das Absenken der Elementwand durch den Turmdrehkran abgebildet. Einer der Arbeiter hält über Funk Kontakt mit dem Kranführer. Wenn das Element auf den Unterlagsplatten aufsitzt, wird es durch zwei Schrägstützen in seiner Lage gesichert.

<sup>155</sup> Siehe [VÖB RL - DW] Seite 3

<sup>156</sup> Siehe [FDU] Seite 2, [VÖB RL - DW] Seite 3 und [SYS09] Seite 12

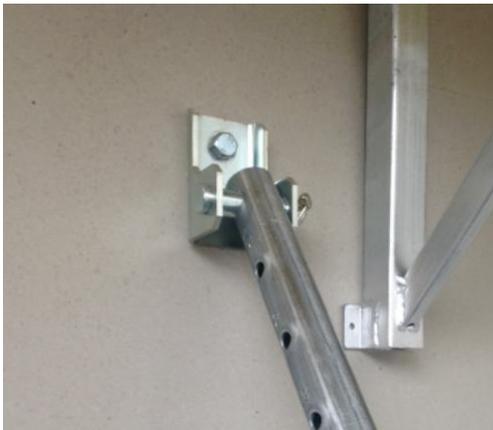
<sup>157</sup> Siehe [HOH16] Seite 302 und [VÖB RL - DW] Seite 6

Hierzu sind in der Innenschale zwei Montagedübeln (als "Quicki" bezeichnet) eingebaut, die als Befestigungspunkte für die Schrägstützen dienen.



**Abb. 6.13: Versetzen einer Elementwand [HÜB16]**

Abb. 6.14 zeigt den an der Elementwand festgeschraubten Stützenkopf. Der Stützenfuß ist durch Verschraubung mit der Bodenplatte zu verbinden. Hierzu werden die Löcher für die beiden Schrägstützen mit einer Schlagbohrmaschine in die Bodenplatte gebohrt, während das Element am Kran hängt (siehe Abb. 6.15). Der Beton der Bodenplatte muss für die Montage der Dübel eine ausreichende Festigkeit aufweisen.<sup>158</sup>



**Abb. 6.14: Schrägstützenkopf [HÜB16]**



**Abb. 6.15: Befestigung Schrägstützenfuß [HÜB16]**

Um das Element lotrecht auszurichten, werden die Spindeln der Schrägstützen gleichzeitig gedreht. Mittels Wasserwaage wird laufend die Neigung der Wand kontrolliert. Erst nachdem das Element durch mindestens zwei Schrägstützen gesichert ist und die Feinjustierung abgeschlossen ist, werden die Kranhaken ausgeklinkt. Bei Außenecken ist darauf zu achten, dass diese gegen den Betondruck des Füllbetons gesichert werden.

<sup>158</sup> Siehe [HOH16] Seite 306 und [VÖB RL - WU] Seite 7

Dies kann mittels Montagewinkeln aus Stahl erfolgen (siehe Abb. 6.16).<sup>159</sup> Die Abb. 6.17 zeigt eine Empfehlung zur Positionierung der Flachstahlwinkel. Hierfür sollten werkseitig Dübel eingebaut werden. Durch das bauseitige Bohren der Löcher, kann es zu Abplatzungen oder Rissen kommen, die zu Undichtigkeiten führen.<sup>160</sup>

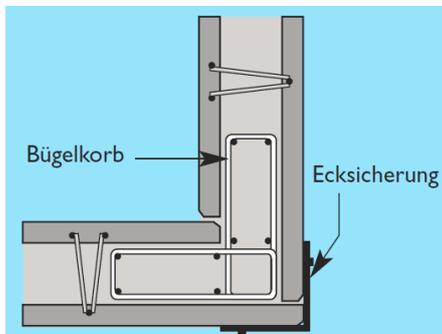


Abb. 6.16: Horizontalschnitt durch eine Wandecke [SYS09]

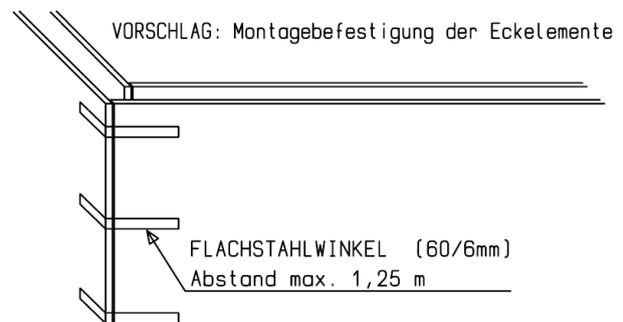


Abb. 6.17: Flachstahlwinkel zur Ecksicherung [OBE16]

### 6.3.4 Abdichtungsarbeiten (innenliegende Abdichtung)

Nach dem Versetzen eines Wandelements, wird die vertikal verlaufende, innenliegende Stoßfugenabdichtung zum darauffolgenden Element montiert (bevor das nächste Element versetzt wird). Hierbei handelt es sich entweder um eine bewusst querschnittschwächende Abdichtung, die einen Trennriss im Bereich der Stoßfuge herbeiführen soll oder um ein innenstabilisiertes Arbeitsfugenband bzw. Fugenblech. Bei letzterer Variante geht man davon aus, dass der Sollrissquerschnitt bereits durch den stumpfen Stoß der Fertigteilplatten vorgegeben ist.<sup>161</sup> Beispielsweise beträgt die Schwächung des Querschnitts bei einer 30 cm dicken Elementwand im Stoßfugenbereich in der Regel etwa 40 % ( $1 - \frac{30\text{cm} - 7\text{cm} - 5\text{cm}}{30\text{cm}} = 0,4$  mit 7 cm Außen- und 5 cm Innenschale).<sup>162</sup>

Bei den querschnittschwächenden Abdichtungen unterscheidet man

- ◆ Sollrissfugenschienen und
- ◆ Dichtrohre.

Die Fugenabdichtung muss lagesicher eingebaut werden. Bei **Sollrissfugenschienen** unterscheidet man, abhängig vom Produkt, zwei Varianten der Lagesicherung. Entweder die Schiene wird an die Stirnseite einer der Fertigteilplatten gedübelt (siehe Abb. 6.18)

<sup>159</sup> Siehe [FDU] Seite 3, [SYS09] Seite 25 und [VÖB RL - DW] Seite 7

<sup>160</sup> Siehe [HOH16] Seite 316

<sup>161</sup> Siehe [HOH16] Seite 149

<sup>162</sup> Gemäß [LOH13] Seite 328 ist eine Schwächung des Querschnitts um zumindest 1/3 ( $\cong 33\%$ ) der Wanddicke erforderlich.

oder sie wird lediglich im oberen Bereich mit Montagebügeln fixiert (siehe Abb. 6.19). Am Fußpunkt erfolgt eine Verbindung zu dem Abdichtungssystem der Arbeitsfuge Bodenplatte/Wand (Fugenband/Fugenblech) durch Montageklammern.

Dem Kostenvergleich in Kapitel 7 werden zur Abdichtung der Stoßfugen Sollrissfugenschienen (=Sollbruchelemente), wie in Abb. 6.18 zu sehen, zugrunde gelegt.

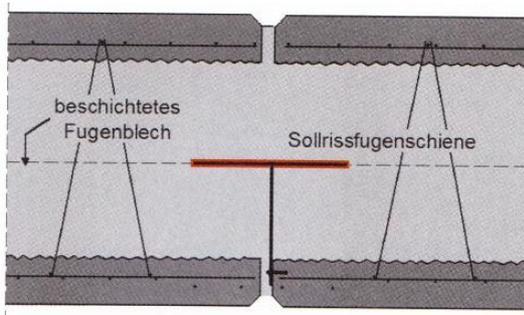


Abb. 6.18: Sollrissfugenschiene (Variante 1) [HOH16]

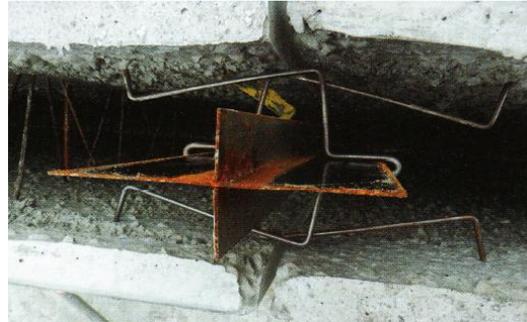


Abb. 6.19: Sollrissfugenschiene (Variante 2) [HOH16]

Bei der Verwendung von **Dichtrohren** (siehe Abb. 6.20), werden diese zunächst der Wandhöhe entsprechend gekürzt und am Fußpunkt mittels Trennscheibe oder Ähnlichem, eingeschnitten (eingeschlitzt). Dieser Schlitz ist nötig, um das Dichtrohr auf das Fugenband/Fugenblech der Bodenplatte aufstecken zu können. Weiters ist es erforderlich, das Rohr durch Klammern am Fußpunkt in seiner Lage zu sichern. Am Wandkopf muss es ebenfalls durch geeignete Maßnahmen fixiert werden. Dies kann beispielsweise durch Abspannen durch die Stoßfuge mit Rödeldraht<sup>163</sup> erfolgen (siehe Abb. 6.21).<sup>164</sup>

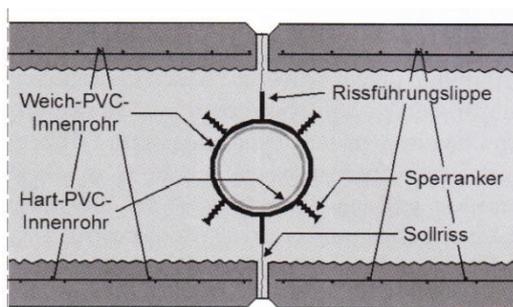


Abb. 6.20: Dichtrohr Prinzipskizze [HOH16]



Abb. 6.21: Befestigung Dichtrohr [HOH16]

Wenn ein nicht-querschnittschwächendes Fugenabdichtungssystem bei den vertikalen Stoßfugen gewählt wird, werden i.d.R. die folgenden Produkte verwendet:

<sup>163</sup> Rödeldraht ist ein Draht zum Zusammenbinden von sich kreuzenden, oder parallel verlaufenden Bewehrungsstäben. Das Verb "rödeln" beschreibt die Herstellung dieser Verbindung mittels Draht.

<sup>164</sup> Siehe [HOH16] Seite 237

- ◆ beschichtete Fugenbleche oder
- ◆ innenstabilisierte Arbeitsfugenbänder verwendet.

**Beschichtete Fugenbleche** weisen eine gewisse Steifigkeit auf. Sie müssen daher neben der Befestigung am Fugenblech der Bodenplatte durch Klammern, lediglich am Wandkopf in ihrer Lage gesichert werden.

**Innenstabilisierte Arbeitsfugenbänder** werden am Fußpunkt durch thermisches Schweißen mit dem Fugenband der Bodenplatte verbunden. Am Wandkopf muss die Lage durch eine Hilfskonstruktion gesichert werden.<sup>165</sup> Das Fugenband ist durch metallische Einlagen ausgesteift, um eine gewisse Stabilität zu gewährleisten.

Die Fugenbleche und Arbeitsfugenbänder müssen die in der ÖBV RL - Weiße Wannen (Abschnitt 4.6.4) festgelegten Mindestbreiten und Mindestdicken aufweisen.<sup>166</sup>

Die Befestigung der soeben beschriebenen innenliegenden Abdichtungssysteme nehmen eine gewisse Zeit in Anspruch, weshalb eine Abstimmung mit dem Versetzvorgang des darauffolgenden Wandelements nötig ist. Diese Zeiten sind im Vorhinein einzuplanen.

Wenn eine **außenliegende Fugenabdichtung** gewählt wird, sind die vorgestellten innenliegenden Abdichtungen zwischen den einzelnen Wandelementen und in der Arbeitsfuge Bodenplatte/Wände nicht erforderlich. Die Aufbringung der äußeren Abdichtung erfolgt allerdings erst nach dem Betonieren und Erhärten des Kernbetons (siehe Kapitel 6.3.9).

### 6.3.5 Bewehrungsarbeiten

Zu Abdichtungszwecken ist eine Bewehrung des Kernbetons im Bereich *eines* Wandelements (aufgrund der in Kapitel 4.5.2 erläuterten Umstände) nicht erforderlich. Die statisch erforderliche Bewehrung ist in den Fertigteilplatten eingebaut. Die Stoßfugen zwischen den Wandelementen sind allerdings gesondert zu betrachten. Aus folgenden Gründen kann eine horizontale Bewehrung in den Stoßfugen erforderlich sein:

- 1) Der Tragfähigkeitsnachweis (siehe Kapitel 4.2) erfordert einen Bewehrungsstoß der in den Fertigteilplatten eingebauten, horizontalen Bewehrung. (Dies ist bei zweiachsig gespannten Elementwänden der Fall - siehe Abb. 4.1 auf Seite 22.)
- 2) Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis (siehe Kapitel 4.2) schreibt in den Stoßfugen eine Beschränkung der Rissbreite, zur Wahrung des optischen Erscheinungsbildes, vor.

<sup>165</sup> Siehe [HOH16] Seite 149-150

<sup>166</sup> Siehe [VÖB RL - WU] Seite 10

- 3) Die Stoßfugenabdichtung wird nicht durch ein innen- oder außenliegendes Abdichtungssystem, sondern durch eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung im Kernbeton übernommen (siehe Kapitel 4.5.2).

Es kann nur einer der eben erwähnten Gründe zutreffen oder mehrere gleichzeitig. Die entsprechend ÖNORM EN 1992-1-1 (Pkt. 1 und 2) und/oder VÖB RL - WU (Pkt. 3) dimensionierte Stoßfugenbewehrung wird nach dem Versetzen der Elementwände von oben mit dem Baustellenkran oder manuell in den Kernbetonbereich eingehoben (**sofern keine innenliegende, vertikale Stoßfugenabdichtung vorhanden ist**). Der Korb muss am Wandkopf in seiner Lage gesichert werden, um ein Verschieben beim Betonieren auszuschließen. Beim Einheben ist darauf zu achten, dass die Fugenabdichtung der Bodenfuge nicht beschädigt wird. Es handelt sich um einen vorgestrickten Bewehrungskorb, dessen Geometrie von der Geometrie des Elementwandstoßes abhängt. Es wird in I-, T- und L-förmige Stöße unterschieden. Wenn eine von 90° abweichende Wandecke vorliegt (Wandknick im Grundriss), dann muss die Geometrie der Stoßfugenbewehrung entsprechend angepasst werden. In Abb. 6.22, die dem Plankopf eines Versetzplans entstammt, sind die Standardformen der Wandverbindungen dargestellt.



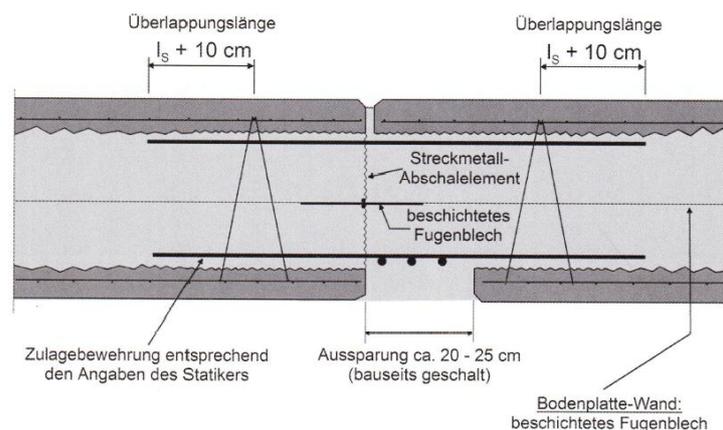
**Abb. 6.22: Standardgeometrie der Stoßfugenbewehrung [OBE16]**

Es besteht die Möglichkeit die Bewehrungskörbe bei der FT-Firma, gemeinsam mit den Elementwänden zu bestellen. Alternativ werden die einzelnen Positionen der Bewehrungskörbe beim Betonstahllieferanten bestellt. In diesem Fall werden die Körbe auf der Baustelle, vor der Anlieferung der Wandelemente, von den Arbeitern der Baufirma gestrickt. In jedem Fall ist die Lage der Randgitterträger der Elemente mit der Dimension der Bewehrungskörbe abzustimmen, um eine Kollision zu vermeiden (siehe Abb. 4.8 auf Seite 37). Der maximale Randabstand der Gitterträger ist auf 31,25 cm begrenzt. Dies muss bei der Wahl der Bewehrung berücksichtigt werden.

Abb. 6.5 auf Seite 77 zeigt die planliche Darstellung der Stoßfugenbewehrung. Links ist die Ansicht der Wand und rechts ein Horizontalschnitt abgebildet. Es handelt es sich um eine 30 cm dicke Kelleraußenwand eines 6-stöckigen Wohngebäudes (inkl. KG). Die Dicke des Kernbetons beträgt 18 cm. Die Stoßfugen der Kelleraußenwände wurden bei

diesem Bauvorhaben durch die Beschränkung der Rissbreite im Kernbeton gegen Wasserdurchtritt geschützt. Gemäß Abb. 4.11 auf Seite 40 sind  $3,6 \text{ cm}^2/\text{m}$  Bewehrung erforderlich, um die Rissbreite auf  $w_{\text{max}} = 0,25 \text{ mm}$  zu beschränken. Aus Überlegungen, welche die Reduktion der Übergreifungsstoßlängen  $l_o$  betreffen, wurden  $\emptyset 8/10$  gewählt. Das entspricht  $5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Die Definition der Übergreifungsstoßlänge  $l_o$  ist der Abb. 4.10 auf Seite 40 zu entnehmen. Die vertikalen Bewehrungsstäbe (Position 2 in Abb. 6.5 auf Seite 77) dienen lediglich als Befestigungspunkte der geschlossenen Bügel (Position 1) durch Rödeldraht und der Stabilisierung des Korbes. Der erste geschlossene Bügel (Position 1) sollte  $\geq 30 \text{ cm}$  über der Fundamentoberkante liegen, um das Fugenband/Fugenblech in der Bodenfuge nicht zu beschädigen. Wenn breitere Fugenabdichtungen verwendet werden, ist dieser Abstand entsprechend anzupassen.

**Sollte eine horizontale Stoßfugenbewehrung und eine vertikale, innenliegende Stoßfugenabdichtung erforderlich sein**, müssen Aussparungen in den Fertigteilplatten vorgesehen werden, um durch diese die Bewehrung einfädeln zu können (siehe Abb. 6.23).



**Abb. 6.23: Stoßfugenbewehrung und innenliegende Abdichtung [HOH16]**

Neben der eventuell erforderlichen, horizontalen Bewehrung der Stoßfugen, muss ein Bewehrungsanschluss an die Kellerdecke erfolgen (siehe Abb. 6.6 auf Seite 78). Falls sich Stahlbetonwände über den Elementwänden befinden, so muss auch in diese eine Bewehrung aus den Kellerwänden geführt werden. Die beiden genannten Positionen werden in der Regel allerdings erst im Zuge der Verlegearbeiten der Kellerdeckenbewehrung eingebaut. Das Füllen der Elementwände mit Kernbeton erfolgt dann im Zuge des Betonierens der Kellerdecke.

Auf jeden Fall zu vermeiden sind horizontale Arbeitsfugen in den Kelleraußenwänden. Im konventionellen Hochbau ist es üblich die versetzten Elementwände zu ca. 70-80% mit Kernbeton aufzufüllen. In einem zweiten Betoniervorgang wird der verbleibende Kernbeton gemeinsam mit der Decke betoniert. Durch diese Vorgehensweise können die

Schrägstützen zur Lagesicherung der Elementwände früher entfernt werden, da der Wandfuß eher erhärtet ist. Hierdurch würde allerdings bei Kelleraußenwänden eine nicht abgedichtete horizontale Arbeitsfuge im oberen Drittelpunkt der Wandhöhe entstehen, was gemäß VÖB RL - WU nicht zulässig ist.

### 6.3.6 Schalungsarbeiten

Vor dem Betoniervorgang müssen alle Fugen abgedichtet bzw. abgeschalt werden, um ein Auslaufen des Betons zu verhindern. Die horizontale Bodenfuge zwischen der Bodenplatte und den Wänden kann beispielsweise durch Kanthölzer, die an der Bodenplatte mittels Bolzensetzgerät befestigt werden, abgeschalt werden. Dies kann (zumindest an einer Wandseite) bereits vor dem Versetzvorgang geschehen, indem die Hölzer entlang des aufgezeichneten Risses montiert werden (siehe Kapitel 6.3.2). Auf eine ausreichende Verbindung des Kantholzes zur Bodenplatte ist besonders Acht zu geben, da die Abschaltung seitlich durch den Betondruck des Kernbetons beansprucht wird. Die vertikalen Stoßfugen zwischen den Wandelementen können mit Holzbrettern abgeschalt werden. Letztere Abschaltung ist allerdings nicht zwingend notwendig, sofern die Stoßfugen schmal genug sind ( $\leq 1$  cm).

### 6.3.7 Betonierarbeiten

Das Betonieren selbst, sowie die vorbereitenden Maßnahmen haben nach den Vorgaben in ÖNORM B 4710-1 und ÖNORM EN 13670 zu erfolgen.



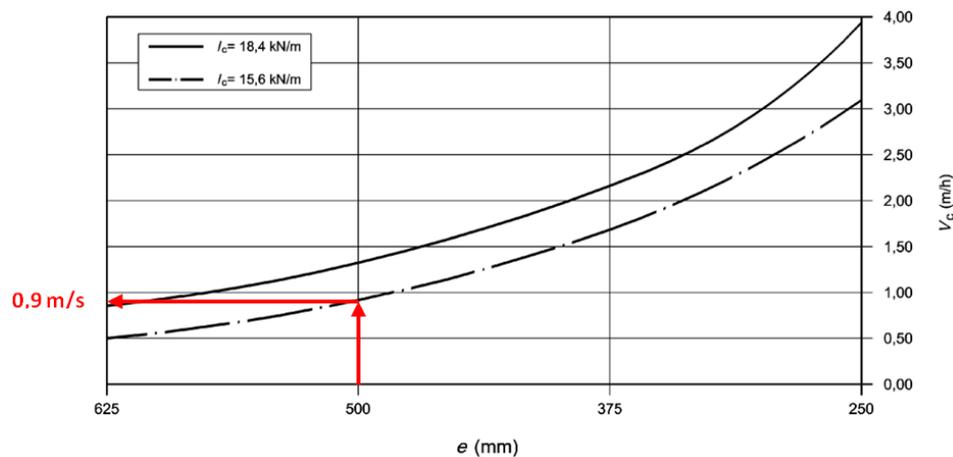
Abb. 6.24: Betonieren mittels Krankübel [HOH16]



Abb. 6.25: Nachverdichten mit Rüttelflasche [HOH16]

Als Arbeitsplattform für die Betonierarbeiten der Wände dient die Decke über KG (entweder eine Elementdecke<sup>167</sup> oder eine geschalte Decke). Die Elementwände im Keller und die Kellerdecke werden in einem Arbeitsschritt betoniert. Eine derartige Situation ist in Abb. 6.24 und Abb. 6.25 dargestellt.

Im Vorfeld müssen Überlegungen angestellt werden, ob alle Kelleraußenwände auf einmal mit Kernbeton aufgefüllt werden können, d.h. ob nur ein Betonierabschnitt erforderlich ist. Hierfür ist die maximal erlaubte Steiggeschwindigkeit des Kernbetons ein ausschlaggebender Parameter.



**Abb. 6.26: Maximale Betoniergeschwindigkeit des Kernbetons [ÖNORM EN 14992]**

Wie bereits in Kapitel 4.5.1 erwähnt, bestimmt der Abstand der Gitterträger zueinander die zulässige Steiggeschwindigkeit des Füllbetons. Die Gitterträger müssen den Frischbetondruck aufnehmen können. Wird die Elementwand zu schnell aufgefüllt, platzt diese im unteren Bereich auf. Ein Austreten des Kernbetons und eine irreparable Beschädigung der Elementwand, einhergehend mit einer Bauzeitverzögerung, sind die Folgen. In Abb. 6.26 ist das Diagramm abgebildet, mit dem die zulässige Steiggeschwindigkeit eines Betons mit der Konsistenzklasse F45 in m/h bestimmt wird. Die Frischbetontemperatur hat maßgebenden Einfluss auf den Frischbetondruck, der auf die Fertigteilplatten ausgeübt wird.<sup>168</sup> Im Anhang B der ÖNORM EN 14992 sind die Temperaturbedingungen beschrieben, bei denen das Diagramm in Abb. 6.26 gilt. Bei einem Gitterträgerabstand von 50 cm beträgt die maximale Geschwindigkeit 0,9 m/h. Die für die Baufirma einzuhaltende Geschwindigkeit ist dem Plankopf des jeweiligen Versetzplans zu entnehmen. Bei tiefen Temperaturen ist Rücksprache mit der Fertigteilfirma zu halten, ob die Geschwindigkeit eventuell reduziert werden muss.

<sup>167</sup> Elementdecke: Stahlbeton-Halbfertigteildecke, bestehend aus einer Fertigteilplatte mit einbetonierten Gitterträgern, die den Verbund zum statisch mitwirkenden Aufbau sicherstellen.

<sup>168</sup> Die Erhöhung des Betondrucks durch den Einfluss einer niedrigen Frischbetontemperatur, kann gemäß DIN 18218 bestimmt werden. In der Praxis gibt der FT-Produzent die maximale Betoniergeschwindigkeit vor.

Es besteht die Möglichkeit den Beton mittels Turmdrehkran und Krankübel oder mittels Autobetonpumpe vom Fahrmischer zur Einbringstelle zu transportieren. Generell können mit der Betonpumpe höhere Leistungswerte erreicht werden, als mit dem Krankübel. Die Leistungswerte der Betonpumpe müssen allerdings an die maximal erlaubte Steiggeschwindigkeit des Füllbetons angepasst sein.

Unmittelbar vor dem Betonieren werden die Oberflächen der Fertigteilplatten (innen) und die Bodenplatte im Bereich der Aufstellflächen der Elementwände vorgehäst. Beim Betonieren sollten diese Flächen mattfeucht sein. Auf stehendes Wasser darf nicht betoniert werden.<sup>169</sup> Aus diesem Grund ist es notwendig mittels Wasserschlauch und Düse anzufeuchten. Nicht empfehlenswert ist das Vornässen durch Ausleeren von Wasser aus Kübeln oder der Verzicht auf eine Düse, die den Wasserstrahl streut. Auf diese Weise entstehen nämlich Wasserlacken auf der Bodenplatte und es kann nicht gewährleistet werden, dass die Wandinnenseiten vollflächig benetzt sind. Eis muss vor dem Betonieren entfernt werden.

Der Beton wird anschließend lageweise<sup>170</sup>, entsprechend der maximal zulässigen Steiggeschwindigkeit, eingebracht. Im Falle einer Autobetonpumpe wird der Betonierschlauch entlang des Umfangs des Kellergeschoßes geführt, bis ein Umlauf beendet ist und somit eine Lage eingebracht ist. Darauffolgend finden die weiteren Umläufe statt, bis die Wände komplett aufgefüllt sind.

Beim Betonieren mittels Krankübel wird der Beton ebenfalls lageweise durch das Abschreiten des Umfangs des Kellergeschoßes eingebracht. Ein Krankübel fasst jedoch nur eine gewisse Betonkubatur, weshalb dieser nach vollständiger Entleerung wieder angefüllt werden muss. Hierzu wird der am Turmdrehkran hängende Kübel angehoben und zum Fahrmischer zurückgeschwenkt, wo er befüllt wird. Der volle Kübel wird anschließend zum Einbauort zurückgeschwenkt. Beim Einsatz eines Krankübels führt ein Mann den Betonierschlauch, der am Krankübel angebracht ist, ein zweiter verdichtet den Frischbeton mittels Rüttelflasche und ein dritter befüllt den Krankübel beim Fahrmischer.

In Kapitel 7 wird von einem Betoniervorgang mittels Krankübel ausgegangen.

Die erste einzubringende Lage soll, wie in Kapitel 4.5.3.2 auf Seite 42 erklärt, ein Größtkorn von 8 mm haben (GK8), um in die Bodenfuge eindringen zu können und das innenliegende Abdichtungssystem satt zu umschließen. Diese Lage soll 30 cm hoch sein, mindestens aber der Wanddicke entsprechen.

---

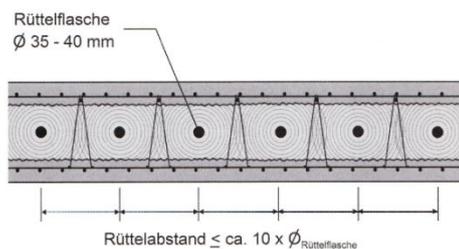
<sup>169</sup> Siehe [ÖBV RL - Weiße Wannen] Abschnitt 6.1, Seite 50

<sup>170</sup> Lagen von maximal 50 cm Höhe gemäß [ÖNORM B 4710-1] Abschnitt 14.3.3, Seite 117

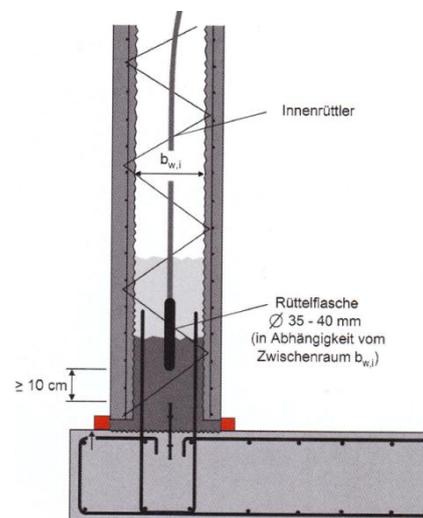
Durch das Nachverdichten des Betons

- ◆ werden die einzelnen Schüttilagen miteinander vernadelt,
- ◆ der Verbund zu den Fertigteilplatten wird verbessert,
- ◆ und Lufteinschlüsse werden beseitigt.

Die Rüttelflasche sollte rasch in die zu verdichtende Lage eingeführt und langsam wieder hochgezogen werden. Um eine Verbindung der beiden zuletzt eingebrachten Lagen zu gewährleisten, wird der Rüttler etwa 15 cm in die bereits verdichtete Lage eingeführt.<sup>171</sup> Der Rüttler sollte weder die Fugenabdichtung (Fugenband/Fugenblech), noch die Gitterträger berühren. In Abb. 6.27 und Abb. 6.28 sind die einzuhaltenden Abstände zwischen den Rüttelpunkten und zur Fugenabdichtung angegeben.



**Abb. 6.27: Horizontale Rüttelabstände [HOH16]**



**Abb. 6.28: Eintauchtiefe des Rüttlers [HOH16]**

### 6.3.8 Nachbehandlung

Die Nachbehandlung eines betonierten Bauteils wird durchgeführt, um

- ◆ Frührissbildung durch Frühschwinden zu vermeiden,
- ◆ schädliche Witterungseinflüsse vom jungen Beton fernzuhalten (z.B. starken Regen, Frost, Wind).

Gemäß ÖNORM EN 13670 gibt es folgende Möglichkeiten der Nachbehandlung eines betonierten Bauteils:

- ◆ Belassen des Bauteils in der Schalung,
- ◆ Abdeckung freier Betonoberflächen mit einer dampfdichten Folie, die so gesichert ist, dass Zugluft weitgehend vermieden wird,

<sup>171</sup> Siehe [HOH16] Seite 335 und [ÖNORM B 4710-1] Abschnitt 14.3.6.2, Seite 118

- ◆ Bedeckung freier Betonoberflächen mit einer feuchten Abdeckung, unter regelmäßiger Nachbefeuchtung,
- ◆ Verhindern des Austrocknens durch ständiges Befeuchten (Wässern) der freien Betonoberflächen,
- ◆ Auftragen eines Nachbehandlungsmittels, das nachweislich keinen negativen Einfluss auf die Betonqualität hat und zum Aufbringen auf Arbeitsfugen geeignet ist.

Bei Elementwänden dienen die beiden Fertigteilplatten dem Kernbeton als Schalung. Das stellt einen entscheidenden Vorteil dieser Bauweise dar, da nur der Wandkopf, die Bodenfuge und die vertikalen Stoßfugen der Witterung ausgesetzt sein können. Folglich können nur hier Verdunstungsprozesse stattfinden. Die Nachbehandlung der Fugen besteht darin, die Fugenabschalung für die im Anhang F der ÖNORM EN 13670 empfohlenen Zeit nicht zu entfernen. Für den Wandkopf ist Folgendes zu beachten:

Aufgrund der Anschlussbewehrung, die aus dem Wandkopf ragt, ist ein sattes Auflegen einer Folie oder einer feuchten Matte nicht möglich. Somit ist ein Luftdurchzug unter der Folie möglich, was ein Austrocknen der Betonoberfläche fördert. Eine mögliche Nachbehandlungsmethode für den Wandkopf ist das ständige Befeuchten mittels Wasserschlauch und Düse, was jedoch Arbeitszeit in Anspruch nimmt. Wenn man sich für das Aufbringen eines Nachbehandlungsmittels entscheidet, dürfen diese gemäß ÖNORM EN 13670 nachweislich keine negativen Auswirkungen auf darauffolgende Arbeiten haben.

Sollten die Elementwände im KG und die Kellerdecke in einem Arbeitsschritt betoniert werden, so haben die Elementwände am Wandkopf keine der Witterung ausgesetzten Betonoberflächen. Eine Nachbehandlung an dieser Stelle erübrigt sich daher. Ob und in welcher Weise die Kellerdecke nachbehandelt werden muss, ist eigens zu überlegen.

### **6.3.9 Abdichtungsarbeiten (außenliegende Abdichtung)**

Eine außenliegende Abdichtung der Bodenfuge und der vertikalen Stoßfugen ist nur erforderlich, wenn

- ◆ die Bodenfuge und die Stoßfugen über keine innenliegende Fugenabdichtung (Fugenband/Fugenblech) verfügen,
- ◆ nur die Bodenfuge über ein Fugenband/Fugenblech verfügt und in den vertikalen Stoßfugen keine rissbreitenbeschränkende Bewehrung angeordnet ist,
- ◆ ein Fugenband/Fugenblech in der Bodenfuge fehlt.

Wenn eine außenliegende Abdichtung erforderlich ist, sind *immer* die Bodenfuge *und* die Stoßfugen abzudichten. Es ist allerdings zu beachten, dass ein Arbeitsraum zwischen

Baugrubensicherung und Bauwerk vorhanden sein muss, um die Abdichtung aufbringen zu können (erforderliche Arbeitsraumbreiten - siehe Abb. 6.32 auf Seite 103). Ist dies nicht der Fall, muss eine innenliegende Abdichtung bzw. in den Stoßfugen eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung im Kernbeton ausgeführt werden.

Die äußeren Abdichtungsarbeiten werden in der Regel von Firmen ausgeführt, die auf Abdichtungstechnik spezialisiert sind. Es werden mehrere Ausführungsvarianten unterschieden, welche im Folgenden aufgezählt sind. Auf die Ausführungsdetails wird in dieser Diplomarbeit nicht näher eingegangen. Einen Überblick über die Varianten gibt das Fachbuch *Elementwände im drückenden Grundwasser* von Rainer Hohmann (siehe [HOH16]).

- ◆ Streifenförmige, vollflächig aufgeklebte Abdichtungsbänder,
- ◆ Flüssigkunststoff,
- ◆ Kunststoffmodifizierte Bitumendickbeschichtung,
- ◆ Flexible polymere, bitumenfreie Dickbeschichtung.

Die Anforderungen an außenliegende Fugenabdichtungssysteme werden in der VÖB RL - WU in Abschnitt 4.3 erläutert.

### **6.3.10 Nachbearbeitung der Fugen**

Aus optischen Gründen oder um einen ebenen Untergrund für Verputzarbeiten zu erhalten, kann es erforderlich sein die vertikalen Stoßfugen zu verspachteln. Dies geschieht mit schwindarmem Ausgleichsmörtel, meistens im Zuge der Ausbauarbeiten. Bei Garagen, Einlagerungsräumen und Haustechnikräumen (beispielsweise von Wohnhausanlagen) werden in der Regel keine hohen Anforderungen an die Optik gestellt. Dieser Arbeitsschritt kann dann zur Gänze entfallen.

### 6.3.11 Zusammenfassung der Arbeitsschritte

In Tab. 6.1 sind übersichtlich alle Arbeitsschritte aufgelistet, die in den Kapiteln 6.3.1 bis 6.3.10 beschrieben wurden. Die Arbeitsschritte in Klammer sind nicht zwingend erforderlich. Die Gründe hierfür sind den genannten Kapiteln zu entnehmen. Aufgrund der unterschiedlichen Möglichkeiten der Fugenabdichtung, sind nicht immer alle der von 1 bis 9 beschrifteten Arbeitsschritte auszuführen. Es werden fünf Varianten unterschieden, die verschiedene Abläufe erfordern. **Die jeweils erforderlichen Arbeitsschritte der Varianten a) bis e)** sind in Tab. 6.1 angeführt:

- a) Innenliegende Abdichtung ohne Stoßfugenbewehrung
- b) Innenliegende Abdichtung mit bewehrten Stoßfugen
- c) Außenliegende Abdichtung mit bewehrten Stoßfugen
- d) Außenliegende Abdichtung ohne Stoßfugenbewehrung
- e) Abdichtung durch Stoßfugenbewehrung (Rissbreitenbeschränkung)

In Kapitel 7 werden die Varianten a) und e) einer Kostenanalyse unterzogen. Diese wurden ausgewählt, da sie auch bei beengten Platzverhältnissen (z.B. bei einem "Lückenverbau"<sup>172</sup>) ausgeführt werden können. Somit bieten sie ein breites Einsatzspektrum. Die Variante b) ist ausführungstechnisch aufwendig (siehe Abb. 6.23 auf Seite 91) und deshalb als Standardlösung ungeeignet.

---

<sup>172</sup> Als Lückenverbau wird die Errichtung eines Gebäudes zwischen zwei bestehenden Gebäuden bezeichnet. Die Gebäudekanten der drei Bauten verlaufen dabei zur Gänze oder teilweise entlang der gemeinsamen Grundstücksgrenzen.

	Variante				
	a	b	c	d	e
<b>1. Vorarbeiten</b>					
Reinigung der Aufstellfläche					
Aufreißen des Grundrisses	✓	✓	✓	✓	✓
Ausnivellieren des höchsten Punktes					
Verlegung der Unterlagsplatten					
(Annageln von Kantholz - einseitig)					
<b>2. Versetzarbeiten</b>					
Aufheben des Elements mittels Kran					
Beförderung zur Einbaustelle mittels Kran					
Absenken des Elements	✓	✓	✓	✓	✓
Lagesicherung mit Schrägstützen					
Feinjustierung					
Sicherung der Außenecken mit Stahlwinkeln					
<b>3. Abdichtungsarbeiten - innenliegend</b>	✓	✓	✗	✗	✗
Positionierung und Befestigung der Abdichtung					
<b>4. Bewehrungsarbeiten</b>					
(Stricken der Bewehrungskörbe)					
Einheben der Bewehrungskörbe mittels Kran	✗	✓	✓	✗	✓
bzw. Einfädeln der Bewehrungsstäbe					
Lagesicherung der Bewehrungskörbe bzw. Stäbe					
<b>5. Schalungsarbeiten</b>					
Abschalung der Bodenfuge mit Kantholz	✓	✓	✓	✓	✓
(Abschalung der Stoßfugen mit Brettern)					
<b>6. Betonierarbeiten</b>					
Wässern der Fertigteileplatten und der Bodenplatte	✓	✓	✓	✓	✓
Betonieren und Nachverdichten mittels Innenrüttler					
<b>7. Nachbehandlung</b>					
Belassung der Fugenabschalungen	✓	✓	✓	✓	✓
(Wässern des Wandkopfes)					
(Abdeckung des Wandkopfes)					
<b>8. Abdichtungsarbeiten - außenliegend</b>	✗	✗	✓	✓	✗
Abdichtung der vertikalen <i>und</i> horizontalen Fugen					
<b>(9. Nachbehandlung der Fugen)</b>	(✓)	(✓)	(✓)	(✓)	(✓)
(Verspachteln der vertikalen Stoßfugen im Gebäude)					

Legende	
Variante A	Innenliegende Abdichtung ohne Stoßfugenbewehrung
Variante B	Innenliegende Abdichtung mit bewehrten Stoßfugen
Variante C	Außenliegende Abdichtung mit bewehrten Stoßfugen
Variante D	Außenliegende Abdichtung ohne Stoßfugenbewehrung
Variante E	Abdichtung durch Stoßfugenbewehrung (Rissbreitenbeschränkung)

Tab. 6.1: Zusammenfassung der Arbeitsschritte - Elementwandbauweise [HÜB16]

## 6.4 Bauablauf Ortbetonbauweise

Analog zu der Elementwandbauweise, ist auch bei der Ortbetonbauweise auf gewisse Punkte bei der Herstellung der Bodenplatte zu achten. Zusätzlich muss unter gewissen Umständen bereits die Sauberkeitsschicht an die Bauweise der Kelleraußenwände angepasst werden. Auf diese vorab zu berücksichtigenden Punkte wird in den folgenden Kapiteln 6.4.1 und 6.4.2 eingegangen.

### 6.4.1 Sauberkeitsschicht

Die Sauberkeitsschicht ist eine in der Regel bis zu 10 cm dicke Betonschicht, die auf das Aushubplanum betoniert wird. Sie bildet eine ebene Auflagerfläche für die Herstellung der Fundamentplatte. Die Oberkante der Sauberkeitsschicht entspricht somit der planmäßigen Fundamentunterkante.

Beim Verwenden einer doppelhäuptigen Schalung für die Kelleraußenwände, kann es erforderlich sein, diese Betonschicht über den Kellergrundriss hinauszuführen. Auf diese Weise kann die Sauberkeitsschicht als Befestigungsfläche einer Abstützung der Außenschalung dienen (siehe Kapitel 6.4.4 auf Seite 105).

### 6.4.2 Bodenplatte

Die erhärtete Bodenplatte ist die Auflagerfläche für die Kelleraußenwände aus Ortbeton. Die Arbeitsfuge zwischen Bodenplatte und den aufgehenden Kelleraußenwänden muss gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen abgedichtet werden. Einem innenliegenden Abdichtungssystem ist lt. dieser Richtlinie der Vorzug zu geben. Bei dem Kostenvergleich in Kapitel 7 wird daher von beschichteten Fugenblechen ausgegangen. Für die Festlegung der erforderlichen Abmessungen der Abdichtung ist gemäß der Abb. 4.4 auf Seite 28 eine Fugenbandklasse zu bestimmen. Der Tabelle 4/2 in der ÖBV RL - Weiße Wannen ist dann die erforderliche Mindestbreite und Mindestdicke der Abdichtung, in Abhängigkeit von der Fugenbandklasse, zu entnehmen. Wie auch bei der Elementwandbauweise ist es empfehlenswert ein Abdichtungssystem zu wählen, das keine Bewehrungsunterbrechung in der Bodenplatte erfordert (siehe hierzu Kapitel 6.3.1).

Die zweireihigen Verbindungseisen zwischen Bodenplatte und Kelleraußenwänden ("Stecker") sind in der Bodenplatte so anzuordnen, dass die erforderliche Betondeckung der Wände eingehalten wird. Die Fugenabdichtung wird mittig zwischen den Steckern mittels Montagebügeln in ihrer Lage gesichert.

Anders als bei der Elementwandbauweise, bei der gemäß [HOH16] eine raue Oberfläche der Bodenplatte empfohlen wird, ist lt. der ÖBV RL - Weiße Wannen eine glatte<sup>173</sup> Oberfläche als Arbeitsfugenoberfläche ausreichend.<sup>174</sup> Das heißt, es bedarf nach dem Verdichten und Abziehen des Frischbetons der Bodenplatte keiner weiteren Behandlung im Bereich der Kelleraußenwände.

Wie auch bei der Elementwandbauweise ist ein Vorgrund der Bodenplatte zu planen (siehe Abb. 6.9 auf Seite 81). Dieser dient als Aufstellfläche für die Außenschalung einer doppelhäufigen Wandschalung.

Wenn es sich bei der Baugrubensicherung um einen vertikalen Baugrubenverbau handelt, gegen den die Kelleraußenwände betoniert werden, dann ist eine einhäufige Schalung mit Abstützböcken erforderlich (siehe Kapitel 6.4.6). Der Frischbetondruck wird dann alleine durch die Stützkonstruktion in die Bodenplatte eingeleitet, wobei hierfür Zuganker nötig sind. Diese Anker (z.B. Wellenanker) müssen bereits vor dem Betonieren der Fundamentplatte in diese eingebaut werden.<sup>175</sup> In der Regel sind pro Abstützbock zwei Anker erforderlich. Abb. 6.29 zeigt in ihrer Lage gesicherte, in einem Winkel von 45° eingebaute Anker.



Abb. 6.29: Zuganker in der Fundamentplatte [PAS16]

### 6.4.3 Vorarbeiten

Bevor die Außenseite der Schalung auf der erhärteten Bodenplatte aufgestellt werden kann, müssen bestimmte Vorarbeiten geleistet werden:

- ◆ Reinigung der Aufstellfläche
- ◆ Aufreißen des Grundrisses

<sup>173</sup> *glatt* im Sinne der ÖNORM EN 1992-1-1 Abschnitt 6.2.5 (2)

<sup>174</sup> Siehe [ÖBV RL - Weiße Wannen] Abschnitt 6.2, Seite 50

<sup>175</sup> Siehe [PAS16] Seite 183

Wie auch bei der Elementwandbauweise (siehe Kapitel 6.3.2) muss die Arbeitsfuge mittels Besen oder Druckluft von Verunreinigungen befreit werden.

Anschließend wird der Grundriss der aufgehenden Wände mit Ölkreide auf der Bodenplatte aufgezeichnet (aufgerissen).

#### 6.4.4 Schalungsarbeiten Außenschalung

Für das Schalen von Wänden kommen in der Regel Rahmenschalungen zum Einsatz. Trägerschalungen werden unter anderem bei komplexerer Bauteilgeometrie und höheren Frischbetondrücken verwendet.<sup>176</sup> Diese Diplomarbeit beschränkt sich auf Rahmenschalungen.

Rahmenschalungen können nach der Anzahl der Häupter in einhäuptige und doppelhäuptige Schalungen eingeteilt werden (siehe Abb. 6.30 und Abb. 6.31).

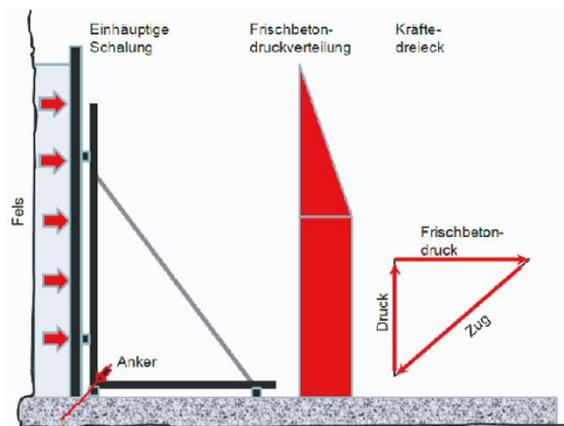


Abb. 6.30: Einhäuptige Schalung [HOF08]

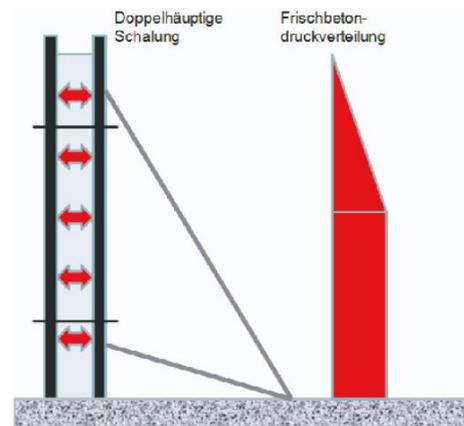


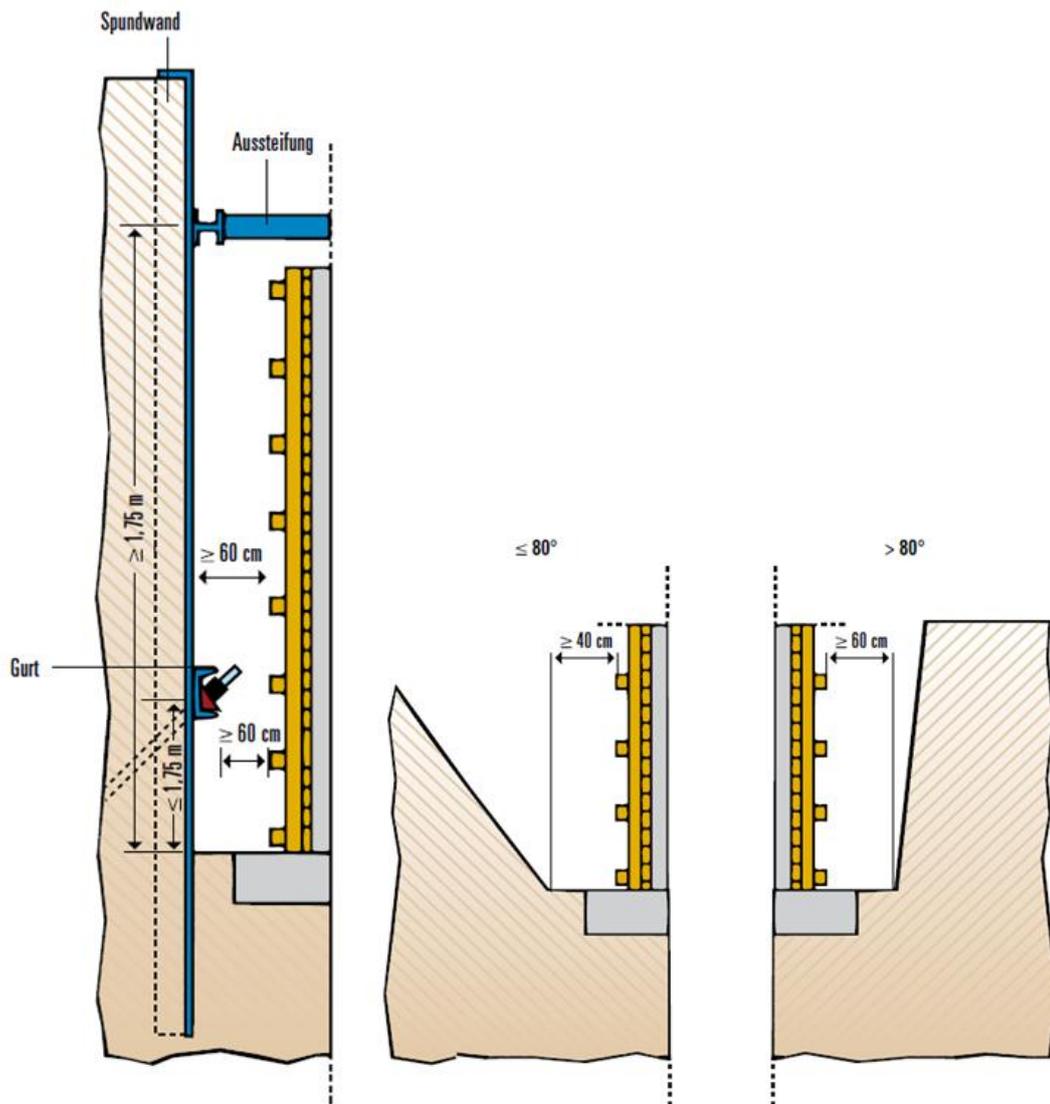
Abb. 6.31: Doppelhäuptige Schalung [HOF08]

**Einhäuptige Rahmenschalungen** werden eingesetzt, wenn gegen einen Baugrubenverbau (z.B. gegen einen Bohrträgerverbau) oder eine Felswand betoniert wird (siehe Abb. 6.30). Der Frischbetondruck wird hier nicht von Schalungsankern aufgenommen, sondern muss durch eine Stützkonstruktion in einen tragfähigen Bauteil (Bodenplatte) eingeleitet werden. Bei der Verwendung von einhäuptigen Rahmenschalungen wird zunächst die Bewehrung eingebaut. Erst danach wird die Schalung gestellt. Aus diesem Grund werden die Arbeitsabläufe, welche die einhäuptige Schalung betreffen, erst in Kapitel 6.4.6 beschrieben.

Die **doppelhäuptige Rahmenschalung** setzt voraus, dass zwischen der Baugrubensicherung und der Außenschalung der Wand genügend Arbeitsraum zur Verfügung steht. In Abb. 6.32 sind die einzuhaltenden Arbeitsraumbreiten dargestellt.

<sup>176</sup> Siehe [HOF08] Seite 103

Die in Abb. 6.31 dargestellten Richtstützen dienen dazu, die lotrechte Lage der Schalung zu fixieren und Horizontalbelastungen durch Windeinwirkung sowie den Baubetrieb aufzunehmen.<sup>177</sup> Der Frischbetondruck wird alleine durch die Schalungsanker aufgenommen. Bei diesen ist darauf zu achten, dass es sich um wasserdichte Systeme handelt. Gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen muss für das eingesetzte Ankersystem ein Prüfzeugnis einer akkreditierten Prüfanstalt vorliegen.



**Abb. 6.32: Arbeitsraumbreiten - links: vertikaler Verbau; Mitte: Böschung  $\leq 80^\circ$ ; rechts: Böschung  $> 80^\circ$  [SIC12]<sup>178</sup>**

Das Stellen der doppelhäuptigen Rahmenschalung geschieht in zwei Schritten. Zunächst wird bei Kelleraußenwänden i.d.R. die äußere Schale aufgestellt. Im Anschluss findet der Einbau der Bewehrung statt. Die Fundamentplatte dient bei den Bewehrungsarbeiten als Lager- und Arbeitsfläche. Danach wird die Gegenschalung gestellt - die Schalung wird

<sup>177</sup> Siehe [HOF08] Seite 98

<sup>178</sup> Siehe BauV 6. Abschnitt § 49 Absatz 3; in der Fassung vom 03.08.2016

dadurch geschlossen und es kann betoniert werden. Im Folgenden sind die einzelnen Arbeitsschritte aufgelistet, die vor dem Bewehrungseinbau stattfinden:<sup>179</sup>

◆ Vormontage

Die Vormontage der Elementverbände geschieht liegend auf einer ebenen Fläche. Als Auflager sollten Kanthölzer oder Ähnliches verwendet werden, um eine Verunreinigung oder Beschädigung der Schalung zu verhindern. Mittels Elementverbindungen (Fa. Doka: Schnellspanner, siehe Abb. 6.33), können zwei Elemente miteinander verbunden werden. Die Fixierung der Schnellspanner passiert durch das Einschlagen eines Metallkeils in den Schnellspanner mittels Schalungshammer. Später lotrecht übereinander positionierte Rahmenelemente werden zusätzlich mit Klemmschienen biegesteif untereinander verbunden (siehe Abb. 6.37 auf Seite 109).

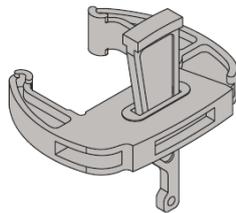


Abb. 6.33: Schnellspanner [DOK]

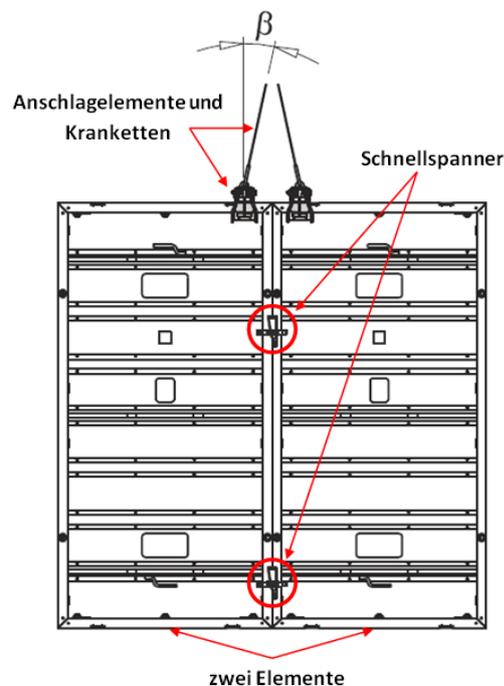


Abb. 6.34: Elementverband Außenschalung [DOK]

◆ Aufrichten des Elementverbandes und Umsetzen mittels Kran

Die Krankette (mindestens zweisträngig) wird an dem vormontierten Elementverband angeschlagen (siehe Abb. 6.34). Anschließend wird die Schalung aufgerichtet, von eventuell vorhandenen Verunreinigungen befreit und mittels Druckspritze wird ein Betontrennmittel aufgetragen. Dadurch wird später ein Anhaften des Betons verhindert. Der Kran hebt schließlich die Schalung an und versetzt sie zu ihrem Bestimmungsort.

<sup>179</sup> Siehe [DOK]: Anwenderinformation für *Rahmenschalung Framax Xlife*

#### ◆ Befestigung und Justierung

Zur temporären Abstützung der Außenschalung (während der Bewehrungsarbeiten) muss im Bereich des Arbeitsraumes (außerhalb des Kellergrundrisses) eine tragfähige Aufstellfläche hergestellt werden. Eine Möglichkeit ist es, im Zuge der Herstellung der Sauberkeitsschicht, diese umlaufend weiter nach außen zu führen (siehe Kapitel 6.4.1). Somit können die behelfsmäßigen Abstützungen der Außenwandschalung an ihr fixiert werden.

Die Schalungsarbeiten beginnen in der Regel an den Außenecken des Gebäudes. Danach werden die Verbände dazwischen ergänzt. Die Verbindung zueinander geschieht mittels Schnellspannern.

### 6.4.5 Bewehrungsarbeiten

Bevor die Gegenschalung gestellt wird, finden die Bewehrungsarbeiten statt. Die gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen gewählte und auf einem Bewehrungsplan dargestellte Bewehrung wird von Eisenbiegern (bzw. Eisenflechtern) verlegt. Die zu verlegenden Positionen werden bereits in der korrekten Länge und Biegeform auf die Baustelle geliefert. Dementsprechend beschränkt sich die Tätigkeit eines Eisenbiegers (bzw. Eisenflechters) i.d.R. auf das *Verlegen* von Bewehrungsstahl. Ein Schneiden und Biegen der Stäbe findet meist nur statt, wenn eine unvorhergesehene Anpassung der Geometrie erforderlich ist. Es gibt spezialisierte Betriebe, welche diese Verlegearbeiten anbieten. Gerade bei Bauvorhaben, bei denen mehr als 3,0 t Bewehrungsstahl pro Tag verlegt werden können, werden diese Firmen für die Durchführung der Bewehrungsarbeiten beauftragt. In diesem Fall bringt dies einen Kostenvorteil (siehe Kapitel 7.3.2.3, Seite 149).

Es besteht die Möglichkeit die Bewehrung einer weißen Wanne in Form von Stabstahl oder Bewehrungsmatten vorzusehen.<sup>180</sup> Auch ein kombinierter Einsatz ist möglich.

Abb. 6.35 zeigt die fertig verlegte Bewehrung einer Betonvorsatzschale vor einem Bohrträgerverbau.<sup>181</sup> In Abb. 6.37 auf Seite 109 ist im Hintergrund dieselbe Wand bereits betoniert und ausgeschalt, während der nächste Betonierabschnitt eingeschalt wird.

<sup>180</sup> Die Begriffe *Stabstahl* und *Matte* sind in Kapitel 5.2.4 erklärt.

<sup>181</sup> Anmerkung: Bei den blauen Leisten im Bild handelt es sich um zweireihige Klapptecker zum späteren Anschluss der Garagenrampe.



**Abb. 6.35: Bewehrung vor einem Bohrträgerverbau mit Spritzbetonsicherung [HÜB16]**

#### **6.4.5.1 Stabstahl**

Wie in Kapitel 4.4.3.2 erklärt, muss eine bestimmte Mindestbewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen in die Wände eingelegt werden. Die Diagramme, welche die erforderliche Bewehrung festlegen, schlagen einen Stabstahldurchmesser und einen Abstand der Stäbe zueinander vor. In Abb. 4.6 auf Seite 32 beträgt der empfohlene Durchmesser 12 mm und der Abstand der Stäbe zueinander 15 cm. In abgekürzter Schreibweise lautet dies  $\emptyset 12/15$ . Es besteht jedoch auch die Möglichkeit, in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser, eine individuelle Abstufung vorzunehmen (Vorgehensweise: siehe Kapitel 6.4.5.2). Durch die Wahl einer reinen Stabstahl-Bewehrung ist man in der Anordnung und Abstufung der Bewehrung im Bewehrungsplan sehr flexibel. Gleichzeitig bedeutet dies aber auch höhere Aufwandswerte beim Verlegen auf der Baustelle. Die Materialkosten sind dafür niedriger als bei Bewehrungsmatten.

#### **6.4.5.2 Bewehrungsmatten**

Bewehrt man eine Wand einer weißen Wanne ausschließlich mit Bewehrungsmatten, so ist die schwächste<sup>182</sup> denkbare Matte eine AQ82.<sup>183</sup> Alle anderen Standardmatten (Lagermatten) weisen zu wenig Flächenbewehrung ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ) auf. Bei der AQ82 sind Bewehrungsstäbe mit 8,2 mm Durchmesser im Abstand von 10 cm kreuzweise miteinander verschweißt. Die Matte weist in beiden orthogonalen Richtungen  $5,28 \text{ cm}^2/\text{m}$  Flächenbewehrung auf. Die Abb. 6.36 zeigt die Vorgehensweise bei der Ermittlung der

<sup>182</sup> bezogen auf  $\text{cm}^2/\text{m}$  Flächenbewehrung

<sup>183</sup> Ohne Nachrechnung gemäß EC 2 für kleinere Stabdurchmesser als 10 mm, sondern bei reiner Anwendung der ÖBV RL - Weiße Wannen.

zumindest erforderlichen Bewehrung für die Konstruktionsklasse  $A_2$  bei 3,0 cm Betondeckung. Da der geringste Stabdurchmesser im Diagramm 10 mm beträgt, wird für diesen die zugehörige, erforderliche Flächenbewehrung ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ) bestimmt. Man erhält  $5,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ , was geringfügig mehr als  $5,28 \text{ cm}^2/\text{m}$  ist. Der geringere Stabdurchmesser (8,2 mm) rechtfertigt jedoch die Vernachlässigung dieses Unterschieds.<sup>184</sup>

Auf dieselbe Weise kann auch bei reiner Stabstahlbewehrung eine vom Stabdurchmesser abhängige, individuelle Bewehrungsabstufung vorgenommen werden. Das heißt, es muss nicht zwangsweise die in der Richtlinie empfohlene Abstufung (siehe in Abb. 6.36) gewählt werden.

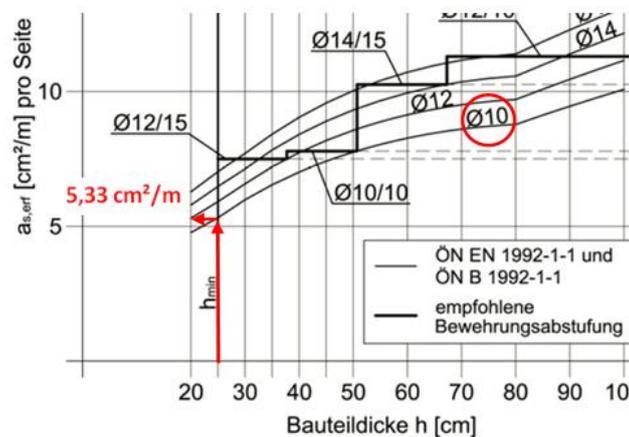


Abb. 6.36: Individuelle Bewehrungsabstufung [ÖBV RL - Weiße Wannen]<sup>185</sup>

### 6.4.5.3 Kombination: Bewehrungsmatten und Stabstahl

Bei der Kombination von Matten mit Stabstahl wird als Grundnetz beidseitig eine bestimmte Matte gewählt und die Zulage auf die erforderlichen  $\text{cm}^2/\text{m}$  erfolgt mittels Stabstahl. Diese Variante erzielt ihre größte Effektivität, wenn die Zulage in nur einer der beiden Richtungen erforderlich ist. Wie in Kapitel 4.4.3.2 auf Seite 31 erklärt, kann unter gewissen Umständen die vertikale Mindestbewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen entfallen. In diesem Fall genügt eine vertikale Mindestbewehrung gemäß EC2 (siehe Kapitel 4.5.2). Wenn die Voraussetzungen, die auf Seite 31 nachzulesen sind, erfüllt sind, genügt gemäß EC2 z.B. für eine 25 cm Ortbetonwand eine vertikale Wandmindestbewehrung von  $2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Die Plattenmindestbewehrung ist geringfügig höher und beträgt  $2,79 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Dies wird durch eine AQ60-Matte ( $2,83 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) abgedeckt. In horizontaler Richtung sind gemäß Abb. 6.36 noch  $5,33 - 2,83 = 2,50 \text{ cm}^2/\text{m}$  erforderlich. Das heißt es werden in horizontaler Richtung  $\text{Ø}8/20$  ( $2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) als Stabstahlbewehrung beidseitig zugelegt.

<sup>184</sup> Hinweis: Eine genaue Nachrechnung der erforderlichen Mindestbewehrung für kleinere Stabdurchmesser als 10 mm ist gemäß EC2 möglich und wird vom Autor empfohlen.

<sup>185</sup> Die roten Markierungen und Beschriftungen wurden vom Autor ergänzt.

### 6.4.6 Schalungsarbeiten Gegenschalung

Wie in Kapitel 6.4.4 erklärt, kann zum Schalen von Kelleraußenwänden eine **einhäuptige Rahmenschalung** erforderlich sein, wenn gegen einen Baugrubenverbau betoniert wird. Hierbei wird zunächst die Bewehrung eingebaut und anschließend kann die einhäuptige Schalung gestellt werden. Es sind die folgenden Arbeitsschritte nötig:<sup>186</sup>

- ◆ Vormontieren der Elementverbände

Analog zu Kapitel 6.4.4 werden die Elementverbände zunächst liegend mittels Schnellspannern zusammengebaut. Vertikale Stöße von Rahmenelementen werden mit Hilfe von Klemmschienen ausgesteift (siehe Abb. 6.37).

- ◆ Verbindung der Abstützböcke mit dem Elementverband

Die Abstützböcke werden mit dem liegenden Elementverband verbunden. Auch Konsolen für die Betonierbühnen können vorab angebracht werden. Der gesamte Verband liegt mit der Schalhaut nach unten auf Kanthölzern auf der Bodenplatte (oder einer anderen ebenen Fläche) und ist bereit, mit dem Kran zum Einsatzort versetzt zu werden.

- ◆ Aufrichten und Umsetzen des Verbandes mittels Kran

Bevor die Gegenschalung versetzt wird, sind Verunreinigungen, stehendes Wasser und Eis im Bereich der Arbeitsfuge zwischen Bodenplatte und Wand zu beseitigen. Anschließend werden die Kranhaken an dem Verband angeschlagen und dieser wird langsam aufgerichtet. Eventuelle Verunreinigungen können von der Schalhaut entfernt werden und ein Betontrennmittel wird mittels Druckspritze auf die Schalhaut aufgetragen. Auf diese Weise werden nacheinander so viele Verbände aneinandergereiht, wie für die Länge des Betonierabschnitts benötigt werden. Die Verbindung untereinander erfolgt mittels Schnellspannern.

- ◆ Verankerung der Abstützböcke in der Fundamentplatte

In Kapitel 6.4.2 wurde erklärt, dass die zur Verankerung der Abstützböcke erforderlichen Zuganker bereits vor dem Betonieren der Bodenplatte in diese eingebaut werden müssen. Wenn schließlich die gesamte einhäuptige Wandschalung inklusive Abstützböcke steht, werden letztere in der Bodenplatte verankert. Die Ankerpunkte sind in Abb. 6.37 gekennzeichnet (siehe auch Abb. 6.30 auf Seite 102)

---

<sup>186</sup> Siehe [DOK]: Anwenderinformationen für *Doka-Abstützböcke* und *Rahmenschalung Framax Xlife*



**Abb. 6.37: Einhäuptige Schalung einer Kelleraußenwand [HÜB16]**

In der Regel werden bei einhäuptigen Schalungen die maximalen Abstände der Arbeitsfugen durch Wandecken vorgegeben, da sich die Abstützböcke zweier Wände, die rechtwinklig aufeinander stehen, gegenseitig kreuzen würden. Will man dennoch einen Betonierabschnitt "um die Ecke führen", existieren von den Schalungsherstellern spezielle Eckkomponenten.<sup>187</sup> Die Firma Doka rät in ihren Anwenderinformationen für Abstützböcke zu einer Arbeitsfuge im Eckbereich. Diese Lösung ist in Abb. 6.38 und Abb. 6.39 dargestellt. Die Fugenabdichtung ist in den Abbildungen nicht dargestellt. Generell sollte ein Betonierabschnitt jedoch nicht länger als 10 m sein.<sup>188</sup> Diese Beschränkung der Bauteilabmessung soll die auftretenden Zwangsspannungen durch Abfließen der Hydratationswärme beim Erhärten des Betons, bei gleichzeitiger Verformungsbehinderung, gering halten. Dadurch wird die Gefahr einer Rissbildung reduziert. Die entstehenden vertikalen Arbeitsfugen sind abzudichten<sup>189</sup> (siehe Kapitel 6.4.7 - die Abb. 6.42 zeigt eine Arbeitsfuge mit innenliegendem Fugenband, nach dem Ausschalen des Betonierabschnitts).

<sup>187</sup> Siehe z.B. [PAS16] Seite 182 und [@DOK]: Anwenderinformationen für *Doka-Abstützböcke* Seite 46

<sup>188</sup> Erfahrungswerte von Baufirmen (z.B. Dywidag, Voitl)

<sup>189</sup> Gemäß [ÖBV RL - Weiße Wannen] ist innenliegenden Fugenblechen/ Fugenbändern der Vorzug zu geben.

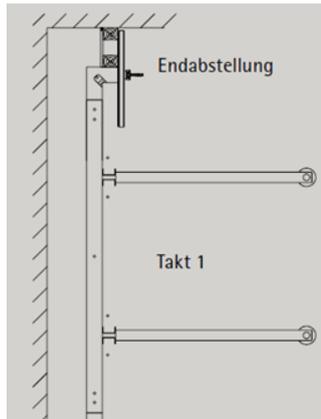


Abb. 6.38: Einhäuptige Schalung 90°-Ecke  
Takt 1 [PAS16]

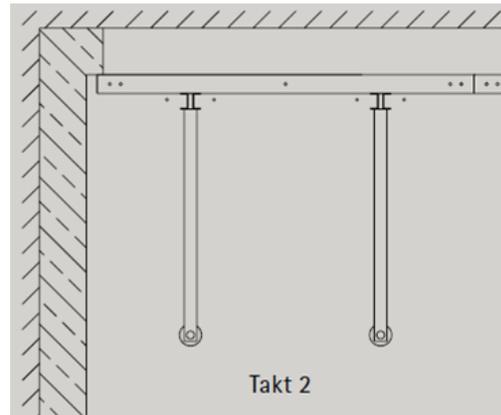


Abb. 6.39: Einhäuptige Schalung 90°-Ecke  
Takt 2 [PAS16]

Wenn genügend Arbeitsraum zwischen Baugrubenverbau und Kelleraußenwänden vorhanden ist, kommen **doppelhäuptige Rahmenschalungen** zum Einsatz. Nach dem Einbau der Bewehrung wird die Gegenschalung gestellt und dadurch die Schalung geschlossen. Hierbei sind folgende Arbeitsschritte durchzuführen:<sup>190</sup>

◆ Einbau der Schalungsanker

Von der Wandaußenseite aus werden die Schalungsanker durch die in den Rahmenelementen vorgegebenen Löcher geführt. Jedes Rahmenelement besitzt vier dieser Öffnungen. Die Anforderungen an das zu verwendende, wasserdichte Ankersystem sind dem Abschnitt 6.6 der ÖBV RL - Weiße Wannen zu entnehmen.

◆ Vormontieren des Elementverbandes der Gegenschalung

Wie auch bei der äußeren Wandschalung, werden die einzelnen Rahmenelemente im Liegen zu einem Elementverband mittels Verbindungsmittel (Schnellspanner) verbunden. Um bei Aufstockungen eine größere Steifigkeit des Verbandes zu gewährleisten, können zusätzlich Klemmschienen angebracht werden (siehe Abb. 6.37). Weiters können Konsolen für die Betonierbühne bereits zu diesem Zeitpunkt angebracht werden.

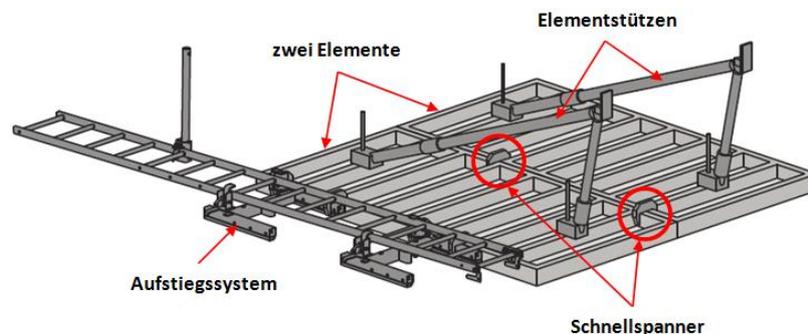


Abb. 6.40: Elementverband Gegenschalung [ @DOK ]

<sup>190</sup> Siehe [ @DOK ]: Anwenderinformation für *Rahmenschalung Framax Xlife*

Anschließend werden die Elementstützen an den Rahmenelementen befestigt, um später die Standsicherheit der Schalung gewährleisten zu können.<sup>191</sup> Abb. 6.40 zeigt einen fertig vormontierten Elementverband, bestehend aus zwei Elementen.<sup>192</sup> Falls benötigt, kann vorab auch eine Leiter angebracht werden.

◆ Aufrichten des Elementverbandes und Umsetzen mittels Kran

Die zweisträngige Krankette wird an dem Elementverband angeschlagen. Anschließend wird der Verband durch den Kran aufgerichtet, die Schalhaut mit Betontrennmittel besprüht und der Verband zum Bestimmungsort geschwenkt. Bei doppelhäuptigen Rahmenschalungen ist zu beachten, dass sich die Ankerlöcher der beiden Schalungen stets gegenüberliegen.<sup>193</sup> Nur dann ist das Durchankern möglich.

◆ Verriegeln der Schalungsanker und Verbindung der einzelnen Elementverbände untereinander

Um die Standsicherheit der beiden Schalseiten zu gewährleisten, werden vor dem Ausklinken der Kranhaken die Anker durch die Gegenschalung geführt und mit systemabhängigen Verschlüssen arretiert. Noch während das Element am Kran hängt findet die Feinjustierung statt. Erst wenn diese abgeschlossen ist, werden die Kranhaken ausgeklinkt. Anschließend werden die nebeneinanderstehenden Elementverbände mit Schnellspannern untereinander verbunden.

#### 6.4.7 Abdichtungsarbeiten und Stirnabschalung

Prinzipiell betreffen die Abdichtungsarbeiten die Arbeitsfugen und Dehnfugen eines Gebäudes. Diese Diplomarbeit behandelt ausschließlich die Ausbildung von Arbeitsfugen. Der Grund hierfür ist in Kapitel 4.5 auf Seite 36 erläutert.

Gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen ist innenliegenden Fugenbändern bzw. Fugenblechen der Vorzug zu geben. Eine vertikale Arbeitsfuge ist dann erforderlich, wenn nicht alle Kelleraußenwände in einem Arbeitsschritt betoniert werden.<sup>194</sup> Zum Abschalen eines Betonierabschnitts werden oft Sonderlösungen entwickelt, die eine Durchführung der Bewehrung und gleichzeitig die Fixierung der Fugenabdichtung ermöglichen. In Abb. 6.41 werden am linken Bildrand von oben Kanthölzer zum Abschalen eingestellt.

<sup>191</sup> Die erforderliche Anzahl an Abstützungen ist den Produktinformationen der Hersteller zu entnehmen.

<sup>192</sup> Die Begriffe in Abb. 6.40 wurden vom Autor ergänzt.

<sup>193</sup> Siehe [HOF08]: Seite 91

<sup>194</sup> In der Regel beträgt die Länge eines Betonierabschnitts maximal 12 m, Erklärung: siehe Kapitel 6.4.6



**Abb. 6.41: Abschalen einer Arbeitsfuge [HÜB16]**

Abb. 6.42 zeigt die Arbeitsfuge eines ausgeschalteten Betonierabschnitts einer Kelleraußenwand mit innenliegendem Arbeitsfugenband.



**Abb. 6.42: Vertikale Arbeitsfuge mit innenliegendem Fugenband [HÜB16]**

Die Bestimmung der erforderlichen Breite und Dicke des Fugenbandes/ Fugenblechs erfolgt anhand der Tab. 4/2 in der ÖBV RL - Weiße Wannen. Die Abmessungen sind abhängig von dem Wasserdruck und dem Abdichtungsprodukt.

#### **6.4.8 Betonierarbeiten**

Der Einbau und das Verdichten des Betons müssen unter Einhaltung der Punkte in ÖNORM B 4710-1 Abschnitt 14.3 und ÖNORM EN 13670 Abschnitt 8 erfolgen.

Anders als bei der Elementwandbauweise, erfolgen die Betonierarbeiten nicht von der Kellerdeckenebene aus, sondern es sind Betonierbühnen an den Schalungselementen anzubringen. Diese dienen umlaufend als Arbeitsplattform.

Vor dem Betonieren wird die Arbeitsfuge Bodenplatte/Wand mittels Wasserschlauch und Düse von der Betonierbühne aus vorgenässt. Die Förderung des Betons vom Fahrmischer zur Einbaustelle erfolgt wie bei der Elementwandbauweise entweder mit einem Krankübel oder einer Autobetonpumpe. Die freie Fallhöhe<sup>195</sup> des Betons darf 1,5 m gemäß ÖNORM B 4710-1 nicht überschreiten, um ein Entmischen zu verhindern. Im Falle des Krankübels ist somit ein flexibler Schüttschlauch erforderlich, der zwischen den beiden Bewehrungslagen zum Wandfußpunkt geführt werden kann.

Ein Betonierabschnitt einer Kelleraußenwand beträgt in der Regel maximal 10 m.

Der Beton wird lageweise "frisch auf frisch" in Stärken von maximal 50 cm<sup>196</sup> eingebaut, wobei die Steiggeschwindigkeit (gemessen in [m/h]) des Betons an das eingesetzte Schalungssystem angepasst werden muss, um den zulässigen Frischbetondruck nicht zu überschreiten.

Da es keine Bodenfuge gibt, in die das Größtkorn eindringen muss, ist anders als bei der Elementwandbauweise, keine Anschlussmischung im Fußbereich der Wände erforderlich. In der Regel wird für die komplette Wandhöhe ein Größtkorn GK 22 oder GK 16 gewählt.

Das Verdichten des Betons erfolgt analog zu der Elementwandbauweise unmittelbar nach dem Einbau einer kompletten Lage. Der Innenrüttler ist dabei ca. 15 cm tief in die vorletzte (bereits verdichtete) Lage rasch einzuführen, und anschließend langsam komplett hochzuziehen. Die horizontalen Abstände der Rüttelpunkte können der Abb. 6.27 auf Seite 95 entnommen werden.

#### **6.4.9 Nachbehandlung**

Die Gründe, warum eine Nachbehandlung erforderlich ist, und die möglichen Nachbehandlungsvarianten sind dem Kapitel 6.3.8 auf Seite 95 zu entnehmen.

Generell ist bei der Ortbetonbauweise die Einhaltung einer entsprechenden Ausschallfrist, die wichtigste Nachbehandlungsmaßnahme. Diese ist von der eingesetzten Betonfestigkeitsklasse, dem Betonstandard (BS) gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen und den Temperaturbedingungen abhängig. Bei mittleren Tagestemperaturen von 12 °C bis 20 C° gilt für den BS 2 eine Ausschallfrist von 24 h gemäß ÖNORM B 4710-1,

<sup>195</sup> „Abstand der Austrittsöffnung des Betons vom Betonspiegel“ (siehe ÖNORM B 4710-1, Abschnitt 14.3.3, Seite 117)

<sup>196</sup> Siehe [ÖNORM B 4710-1] Abschnitt 14.3.3, Seite 117

Abschnitt 14.6. Für den BS 1 müssen gemäß der ÖBV RL - Weiße Wannen 36 h Ausschfrist eingehalten werden. Weitere Details betreffend die Verlängerung der Fristen bei tiefen Umgebungstemperaturen sind der soeben erwähnten Richtlinie und der ÖNORM B 4710-1 zu entnehmen.

Nach dem Ausschalen müssen die Wände bis zu einem Betonalter von 7 Tagen vor starker Austrocknung geschützt werden.<sup>197</sup> Dies geschieht durch eine Abdeckung mit Vliesmatten, die möglichst satt auf der Betonoberfläche aufliegen sollen. Dadurch wird ein den Verdunstungsprozess begünstigender Luftzug entlang der Oberfläche vermieden. Weitere Details betreffend hoher (> +20 °C) und niedriger (< +5 °C) Umgebungstemperaturen sind dem Abschnitt 8.2. der ÖBV RL - Weiße Wannen zu entnehmen.

Eine Befeuchtung oder Abdeckung des Wandkopfes ist zwar denkbar, jedoch aus den in Kapitel 6.3.8 erwähnten Gründen eventuell nicht zweckmäßig und wirtschaftlich.

#### 6.4.10 Ausschalen und Reinigung der Schalung

Nachdem die in Kapitel 6.4.9 beschriebenen Ausschfrist abgewartet wurden, kann der erhärtete Betonierabschnitt ausgeschalt werden. Beim Einsatz einer **doppelhäufigen Schalung** wird in einem ersten Schritt die Außenschalung entfernt. Hierzu werden zunächst die Verbindungsmittel (Schnellspanner) zwischen den Elementverbänden gelöst. Dann werden die Kranhaken an dem Verband angeschlagen und die Schalungsanker ausgebaut. Beim anschließenden Lösen bzw. Wegheben der Schalung vom erhärteten Beton ist darauf zu achten, dass dies ruckfrei<sup>198</sup> erfolgt. Da der Beton an der Schalungshaut haftet, kann es sonst zu einer Überlastung des Krans kommen.<sup>199</sup> Der weggehobene Verband wird von anhaftenden Betonresten mittels Hochdruckreiniger und Betonschaber befreit und kann dann zum nächsten Betonierabschnitt versetzt werden.

In einem zweiten Schritt wird die innere Schalung (Gegenschalung) weggehoben. Erneut werden die Verbindungsmittel zwischen den Elementverbänden entfernt und die Kranhaken an dem Verband angeschlagen. Erst danach darf die Verschraubung zwischen den Elementstützen und der Aufstellfläche (Bodenplatte) gelöst werden. Darauffolgend findet die Reinigung statt und der Verband ist bereit für den darauffolgenden Einsatz.

Bei einer **einhäufigen Schalung** werden zunächst die Verbindungsmittel zwischen den Elementverbänden gelöst und die Muttern (Tellermuttern) der Zuganker entfernt. Dann

<sup>197</sup> Siehe [ÖBV RL - Weiße Wannen] Abschnitt 8.1 und 8.2, Seite 55

<sup>198</sup> Siehe [ÖNORM B 4710-1] Abschnitt 14.6.1, Seite 121

<sup>199</sup> Siehe [@DOK]: Anwenderinformation für *Rahmenschalung Framax Xlife*

werden die Kranhaken an dem Verband angeschlagen und die Schalung kann weggehoben und gereinigt werden.

#### **6.4.11 Zusammenfassung der Arbeitsschritte**

In Tab. 6.2 sind die Arbeitsschritte aufgelistet, welche in den Kapiteln 6.4.3 bis 6.4.10 beschrieben wurden. Die Tabelle bezieht sich sowohl auf den Bauablauf bei Verwendung einer einhäuptigen Schalung, als auch einer doppelhäuptigen Schalung.

	Variante	
	Einhäufig	Doppelhäufig
<b>1. Vorarbeiten</b>		
Reinigung der Aufstellfläche	✓	✓
Aufreißen des Grundrisses		
<b>2. Schalungsarbeiten Außenschalung</b>		
Vormontage der Außenschalung		✓
Aufrichten und Umsetzen mittels Kran	✗	
Befestigung und Justierung		
<b>3. Bewehrungsarbeiten</b>		
Einbau von Stabstahl/ Matten	✓	✓
<b>4.1 Schalungsarbeiten Gegenschalung - einhäufig</b>		
Vormontage der Elementverbände		
Verbindung der Abstützböcke mit dem Elementverband	✓	
Aufrichten und Umsetzen mittels Kran		✗
Verbindung der Elementverbände		
Verankerung der Abstützböcke		
<b>4.2 Schalungsarbeiten Gegenschalung - doppelhäufig</b>		
Einbau der Schalungsanker von außen		
Vormontage der Gegenschalung	✗	✓
Aufrichten und Umsetzen mittels Kran		
Verriegelung der Schalungsanker und Verbindung der Elementverbände		
<b>5. Abdichtungsarbeiten und Stirnabschalung</b>		
Einbau der Stirnabschalung	✓	✓
inklusive Einbau der innenliegenden Abdichtung		
<b>6. Betonierarbeiten</b>		
Betonieren	✓	✓
Nachverdichten mittels Innenrüttler		
<b>7. Nachbehandlung</b>		
Belassen in der Schalung	✓	✓
Abdecken nach dem Ausschalen mit Vliesmatten		
<b>8.1 Ausschalen und Reinigung der Schalung - einhäufig</b>		
Lösen der Verbindungsmittel		
Ausbau der Zuganker	✓	✗
Abheben der Schalung		
Reinigung der Schalhaut mittels Hochdruckreiniger und Schaber		
<b>8.2 Ausschalen und Reinigung der Schalung - doppelhäufig</b>		
Lösen der Verbindungsmittel		
Ausbau der Schalungsanker		
Abheben der Gegenschalung	✗	✓
Lösen der Elementstützenverbindung am Fußpunkt		
Abheben der Außenschalung		
Reinigung der Schalhaut mittels Hochdruckreiniger und Schaber		

Tab. 6.2: Zusammenfassung der Arbeitsschritte - Ortbetonbauweise [HÜB16]

## 7 Kostenvergleich der Bauweisen

### 7.1 Allgemeine Grundlagen zur Kostenermittlung

Das Ziel dieses Kapitels ist es, die beiden Bauweisen hinsichtlich der **Einzelkosten** für die Herstellung der Kelleraußenwände zu vergleichen. Es werden somit *nicht* die Herstellkosten, welche neben den Kosten der Einzelleistungen auch die Baustellengemeinkosten umfassen, ermittelt. Die Baustellengemeinkosten umfassen beispielsweise die Kosten für die Baustelleneinrichtung und -räumung, Gerätekosten von Vorhaltegeräten oder Gehaltskosten von Angestellten.<sup>200</sup> Da die genannten Kosten bei jeder Baustelle unterschiedlich sind, wäre eine Berücksichtigung in dieser Arbeit nicht zielführend.

Die Grundformel für die Baukalkulation kann folgendermaßen formuliert werden:<sup>201</sup>

<b>Einzelkosten der Teilleistungen</b>
+ Baustellengemeinkosten
= Herstellkosten
+ Geschäftsgemeinkosten
+ Bauzinsen
= Selbstkosten
+ Wagnis und Gewinn
= Preis exkl. Umsatzsteuer

**Tab. 7.1: Grundformel der Baukalkulation [KAL14]**

Um möglichst praxisnahe Kalkulationsansätze zu erhalten, wurde Kontakt zu Mitarbeitern mehrerer Baufirmen aufgenommen. Diese werden in den folgenden Kapiteln mit *Firma A*, *Firma B*, *Firma C* usw. bezeichnet. Da es sich bei den erhaltenen Werten um vertrauliche, firmeninterne Daten handelt, können in dieser Diplomarbeit keine Firmennamen genannt werden. Sofern Daten aus öffentlich zugänglichen Preislisten oder dergleichen, entnommen wurden, werden die Quellen natürlich namentlich genannt.

Bei den erhobenen Daten handelt es sich um Aufwandswerte und Materialkosten.

Beschreibung der Tätigkeit		
Quelle	AW [h/Einheit]	gewählter AW für die Kalkulation
Firma A	x	arithmetisches Mittel [h/Einheit]
Firma B	y	
[Literatur]	z	

**Tab. 7.2: Darstellung der Aufwandswerte [HÜB16]**

<sup>200</sup> Siehe [KAL14] Teil 2, Seite 16

<sup>201</sup> Siehe [KAL14] Teil 2, Seite 19 und [HOF11] Seite 203

Um eine einheitliche und für den Leser übersichtliche Darstellung der Kalkulationswerte zu gewährleisten, wird das in Tab. 7.2 und Tab. 7.3 abgebildete Schema gewählt. Die in grün gehaltenen Tabellen beziehen sich immer auf Aufwandswerte, die blauen Tabellen beinhalten Materialpreise.

Beschreibung des Materials		
Quelle	[€/Einheit]	[€/Einheit] für die Kalkulation
Firma A	x	<b>arithmetisches Mittel [€/Einheit]</b>
Firma B	y	
Firma C	z	

Tab. 7.3: Darstellung der Materialpreise (exkl. USt.) [HÜB16]

Das arithmetische Mittel der Werte in der zweiten Spalte (x, y, z) ergibt den Wert, welcher schließlich für die Kalkulation in dieser Diplomarbeit herangezogen wird.

Da von gewissen Firmen nur bestimmte Daten zur Verfügung gestellt wurden, sind nicht immer alle Firmen in jeder Tabelle zu finden. **Das heißt, die erhaltenen Daten wurden vom Autor nicht selektiert bzw. gefiltert, sofern sie den Ansprüchen einer detaillierten Kalkulation genügten.**

Teilweise wurden Aufwandswerte aus Fachliteratur entnommen. In diesem Fall steht die Quellenangabe in eckigen Klammern (siehe Tab. 7.2).

**Die Materialpreise sind immer exklusive der gesetzlichen Umsatzsteuer (USt.) zu verstehen.**

## 7.2 Definition der Randbedingungen für die Kostenermittlung

In den folgenden Kapiteln 7.2.1 bis 7.2.4 werden die für die Kalkulation relevanten Randbedingungen und Eingangsparameter kompakt und übersichtlich zusammengefasst. Es wird in allgemeine, baubetriebliche und konstruktionsspezifische Randbedingungen unterschieden. Bei letzteren wird in die Ortbeton- und die Elementwandbauweise differenziert, wobei jeweils konstante und veränderliche Parameter existieren. Die Kapitel 7.2.5 bis 7.2.9 gehen auf bestimmte, grundlegende Randbedingungen detailliert ein.

### 7.2.1 Allgemeine Randbedingungen

Im Folgenden werden die allgemeinen Randbedingungen aufgezählt:

- ◆ Die Kalkulation gilt für den Raum Wien.
- ◆ Gebäudetyp: Konventioneller Hochbau (z.B. Wohn- und Bürogebäude)

- ◆ Bauweise: Stahlbetonbau (In den Obergeschoßen: Kombination aus Ortbeton- und Elementwänden sowie Ortbeton- und Elementdecken, siehe Kapitel 6.2)
- ◆ Eingeschossiger Hauskeller, d.h. es gibt kein 2.KG
- ◆ Einfacher Grundriss (rechteckig - siehe Kapitel 7.2.5; bzw. können die Ergebnisse der Kalkulation auch für andere Grundrisse mit wenigen Ecken oder Knicken übernommen werden)  
Die Kostenkalkulation erfolgt für einen Grundriss mit den Abmessungen 20 x 40 m.
- ◆ Lückenverbau und freistehende Gebäude
- ◆ Die Kosten der Baugrubensicherung gehen *nicht* in die Kalkulation ein.
- ◆ Die Kosten für Dehnfugenausbildungen gehen *nicht* in die Kalkulation ein.<sup>202</sup>
- ◆ Das angrenzende Gelände entspricht der Nutzungskategorie G gemäß ÖNORM B 1991-1-1 (Bereiche mit Fahrzeugverkehr zw. 3 t und 16 t Gesamtmasse - siehe Kapitel 7.2.7).
- ◆ Das statische System der Kelleraußenwände ist ein gelenkig gelagerter Einfeldträger (siehe Abb. 4.2 auf Seite 23).
- ◆ Das Fertigteilwerk befindet sich in einer Entfernung, welche Transportkosten von 329 €/Transport rechtfertigt (siehe Kapitel 7.3.2.1, Seite 147).
- ◆ Die Materialpreise wurden im Zeitraum von April 2016 bis Juni 2016 erhoben. Der Preis für Bewehrungsstahl wurde im Juni 2016 festgestellt.

## 7.2.2 Baubetriebliche Randbedingungen

Im Folgenden werden die baubetrieblichen Randbedingungen aufgezählt:

- ◆ Belade- und Entladeflächen, sowie Zufahrts- und Wendemöglichkeiten sind in ausreichendem Maß vorhanden. Die dafür erforderlichen Platzverhältnisse sind dem Kapitel 5.3 zu entnehmen.
- ◆ Der Transport der Elementwände erfolgt mittels Semitiefloader und Innenlader.
- ◆ Es befindet sich *ein* Turmdrehkran auf der Baustelle. Die durch den Kran maximal versetzbare Masse beträgt an der ungünstigsten Stelle mindestens 5,0 t (siehe Abb. 7.2 auf Seite 125). Zum Versetzen der Elementwände wird *kein* Mobilkran verwendet.
- ◆ Das Betonieren geschieht mittels Krankübel (mind. 1000 l)<sup>203</sup> und Turmdrehkran.

<sup>202</sup> Grund: siehe Kapitel 4.5, Seite 36

<sup>203</sup> Die Aufwandswerte für die Betonierarbeiten, welche in den Kapiteln 7.3.1.1 und 7.3.1.2 ermittelt werden, sind auf dieses Mindestvolumen abgestimmt.

- ◆ Es wird davon ausgegangen, dass entsprechende Maßnahmen zur Wasserhaltung im Bauzustand getroffen werden. Die dadurch entstehenden Kosten werden *nicht* berücksichtigt.
- ◆ Beim Abladen der Elementwände, müssen diese *nicht* gewendet bzw. gedreht werden. Das heißt sie werden stehend, in jener Position geliefert, wie sie später versetzt werden.
- ◆ Die Elementwände werden *nicht* hochkant versetzt. Somit ist auf der Baustelle kein Bereich für einen Wendevorgang vorzusehen.

### 7.2.3 Konstruktionsspezifische Randbedingungen: EW-Bauweise

Die Berechnung der Einzelkosten erfolgt, in Abhängigkeit von der Wanddicke, für unterschiedliche Konstruktionsklassen, Lastfälle und Wandhöhen (in weiterer Folge für unterschiedliche Wasserdruckhöhen). Gewisse Parameter, welche für die Kostenberechnung eine Rolle spielen, bleiben stets konstant, andere ändern sich z.B. aufgrund der zunehmenden Wanddicke. Die nicht-veränderlichen Eingangsparameter für die Berechnung der Einzelkosten der Elementwandbauweise sind Tab. 7.4 zu entnehmen.

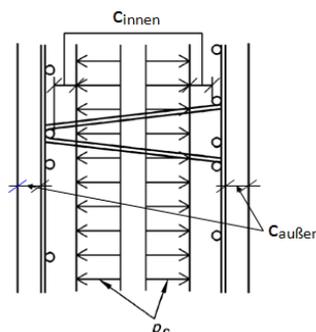
<b>Nicht-veränderliche Parameter (EW- Bauweise)</b>	
Abgewinkelte Wandlänge der Kelleraußenwände	120,00 m
Grundriss KG	20 x 40 m
Planmäßige Höhe Bodenfuge	3,00 cm
Die FT-Außenschale dient <i>nicht</i> als Randabschalung der Decke KG (vgl. Abb. 4.8 auf Seite 37)	
Die Fundamentoberkante weist <i>kein</i> Gefälle auf	
Elementbreite (i. M.)	4,80 m
Elementanzahl	25 Stk.
Anzahl der vertikalen Stoßfugen	25 Stk.
Festigkeitsklasse FT	C25/30
Expositionsklasse FT	B1
Dicke der FT-Schalen	je 6,0 cm
Festigkeitsklasse Kernbeton	C25/30
Größtkorn Kernbeton	GK 16
Konsistenzklasse Kernbeton	F45
Betondeckung Kernbeton	3,0 cm
L-förmige Außenecken	4 Stk.
T-förmige Anschlüsse zu Innenwänden	6 Stk.
Steiggeschwindigkeit Kernbeton <sup>204</sup>	1,00 m/h
OG und UG der Gitterträger sind statisch anrechenbare Bewehrung	ja
Anzahl der Gitterträger pro Element	10 Stk.
<i>Die Tabelle wird auf der nächsten Seite fortgesetzt.</i>	

<sup>204</sup> Der vorhandene Gitterträgerabstand von 46,39 cm gewährleistet eine Steiggeschwindigkeit des Kernbetons von 1,0 m/h (siehe Abb. 6.26 auf Seite 89).

Abstand der Gitterträger zueinander	46,39 cm
Randabstand der Gitterträger	31,25 cm
Äußere Betondeckung	2,5 cm
Innere Betondeckung	1,5 cm
Bewehrungsdurchmesser im FT	8 mm
Deckenstärke KG	30 cm

**Tab. 7.4: Nicht-veränderliche Parameter (EW-Bauweise) [HÜB16]**

Die Abb. 7.1 soll zur Erläuterung der Begriffe *innere und äußere Betondeckung* dienen, welche in Tab. 7.4 erwähnt wurden. Die Flächenlast  $p_c$  stellt den Frischbetondruck des Kernbetons dar, der auf die FT-Platten wirkt.



**Abb. 7.1: Innere und äußere Betondeckung im Fertigteil [ÖNORM EN 14992]**

Generell wird vorausgesetzt, dass keine durch Zwang ausgelöste Spättrissbildung auftritt.<sup>205</sup>

Die veränderlichen Eingangsparameter für die Berechnung der Einzelkosten der Elementwandbauweise sind Tab. 7.5 zu entnehmen.

<b>Veränderliche Parameter (EW-Bauweise)</b>	
<b>Allgemeines</b>	
Wanddicken	25; 30; 35; 40; 45; 50 cm
Konstruktionsklassen	Kon <sub>1</sub> ; Kon <sub>2</sub>
Anforderungsklassen	A <sub>s</sub> ; A <sub>1</sub> ; A <sub>2</sub> ; A <sub>3</sub>
Lastfall (vertikale Belastung)	LF 1; LF 2 (siehe Kapitel 7.2.6)
Wasserdruckhöhe	1,00 m; 2,00 m
Wandhöhen	2,40 m; 3,40 m
Wandansichtsfläche (inkl. Bodenfuge)	288,00 m <sup>2</sup> ; 408,00 m <sup>2</sup>
Wandansichtsfläche (exkl. Bodenfuge)	284,40 m <sup>2</sup> ; 404,40 m <sup>2</sup>
Stoßfugenabdichtung	Pentaflex <sup>®</sup> FTS-Fuge; Stoßfugenbewehrung
Transportmittel	Semitieflader; Innenlader
Anzahl der Wände pro Transport	siehe Tab. 5.2; Tab. 5.3
Gesamtkubatur Beton	72,00 - 204,00 m <sup>3</sup>
<i>Die Tabelle wird auf der nächsten Seite fortgesetzt.</i>	

<sup>205</sup> Erklärung: siehe Kapitel 4.4.3.2, Seite 30

<b>Details Fertigteilschalen</b>	
Erforderliche Bewehrung innen vertikal <sup>206</sup>	2,87 - 6,12 cm <sup>2</sup> /m
Erforderliche Bewehrung innen horizontal	2,50 - 5,00 cm <sup>2</sup> /m
Erforderliche Bewehrung außen vertikal	2,50 - 5,00 cm <sup>2</sup> /m
Erforderliche Bewehrung außen horizontal	2,50 - 5,00 cm <sup>2</sup> /m
Gitterträger OG <sup>207</sup>	8 mm
Gitterträger UG	5; 6 mm
Gitterträger Diagonalen	5; 6 mm
Masse Gitterträger pro Meter	1,392 - 2,885 kg/m
Gitterträgerlänge	2,20; 3,20 m
Masse eines Elements	3,41; 4,85 t/Element
<b>Details Kernbeton</b>	
Kernbetondicke	13,00 - 38,00 cm
Höhe der Anschlussmischung (GK 8)	0,30 - 0,50 m
Expositionsklasse bzw. Betonstandard	B1; BS H B
Deckenanschlussbewehrung	d8/25 - d10/20
Abgewickelte Länge eines Stabes	Erklärung im Anschluss

Tab. 7.5: Veränderliche Parameter (EW-Bauweise) [HÜB16]

Bei der Abdichtungsvariante mit rissbreitenbeschränkender Stoßfugenbewehrung wird in Abhängigkeit von der Wanddicke und der Konstruktionsklasse die Bewehrungsabstufung gemäß Tab. 7.6 getroffen. Diese Abstufung wurde unter Verwendung der Diagramme der VÖB RL - WU für 4,0 cm Betondeckung (sichere Seite) getroffen.

<b>Stoßfugenbewehrung EW</b>		
<b>b [cm]</b>	<b>Kon<sub>1</sub></b>	<b>Kon<sub>2</sub></b>
25	Ø 8/15	Ø 8/15
30	Ø 8/10	Ø 8/12,5
35	Ø 8/7,5	Ø 8/10
40	Ø 8/7,5	Ø 8/7,5
45	Ø 10/10	Ø 8/7,5
50	Ø 10/7,5	Ø 8/7,5

Tab. 7.6: Abstufung der Stoßfugenbewehrung [HÜB16]

Die abgewickelte Länge eines Bügels ergibt sich folgendermaßen (siehe hierzu Abb. 4.10 auf Seite 40): Die Übergreifungsstoßlänge  $l_0$  beträgt gemäß VÖB RL - WU 20 cm für Ø 8 mm und 26 cm für Ø 10 mm. Unter Einberechnung eines Zuschlags von 5 cm (zum Ausgleich von Ungenauigkeiten in der Bauausführung) ergeben sich die langen Schenkel der Bügel jeweils zu 51 cm bei Ø 8 mm und zu 63 cm bei Ø 10 mm. Als Hakenlänge werden 2 x 11 cm festgelegt. Die Länge der beiden kurzen Bügelschenkel ergibt sich

<sup>206</sup> Bei "Vertikal innen" handelt es sich um die Mindestbiegebewehrung von Platten (gemäß ÖNORM EN 1992-1-1, Abschnitt 9.3), sonst um die Wandmindestbewehrung (gemäß ÖNORM EN 1992-1-1, Abschnitt 9.6).

<sup>207</sup> Die Durchmesser der einzelnen Drähte sind von der Bauhöhe des Gitterträgers abhängig (siehe hierzu Tab. 7.24 auf Seite 131).

aufgrund der Kernbetondicke, sowie der gewählten Betondeckung des Kernbetons. Vertikal werden bei den I-Körben 6Ø10 Bewehrungsstäbe eingebaut.

Die L-förmigen Körbe der Außenecken setzen sich aus doppelt so vielen Bügeln zusammen, wie die I-Körbe. Hier sind 8Ø10 Bewehrungsstäbe erforderlich (siehe Abb. 6.16 auf Seite 87).

Die Deckenanschlussbewehrung ergibt sich aus der Forderung, dass mindestens 50 % der Feldbewehrung (vertikale Bewehrung der Innenschale) zum Auflager geführt werden müssen.<sup>208</sup> Dies wird in der Kalkulation berücksichtigt.

#### 7.2.4 Konstruktionsspezifische Randbedingungen: OB-Bauweise

Analog zur EW-Bauweise, werden nun die nicht-veränderlichen Eingangsparameter der Ort betonbauweise aufgelistet. Diese sind Tab. 7.7 zu entnehmen.

<b>Nicht-veränderliche Parameter (OB- Bauweise)</b>	
Abgewickelte Wandlänge der Kelleraußenwände	120,00 m
Grundriss KG	20 x 40 m
Länge der Betonierabschnitte	je 10,00 m
Anzahl der Betonierabschnitte	12 Stk.
Anzahl der vertikalen Arbeitsfugen	12 Stk.
Abdichtung der Arbeitsfugen	Pentaflex® KB
Die Fundamentoberkante weist <i>kein</i> Gefälle auf	
Festigkeitsklasse	C25/30
Größtkorn	GK 22
Konsistenzklasse	F45
L-förmige Außenecken	4 Stk.
T-förmige Anschlüsse zu Innenwänden	6 Stk.
Deckenstärke KG	30 cm
Wandhaken als Abstandhalter 1 Stk./m <sup>2</sup>	Ø 8 mm

**Tab. 7.7: Nicht-veränderliche Parameter (OB-Bauweise) [HÜB16]**

Generell wird vorausgesetzt, dass keine durch Zwang ausgelöste Spättrissbildung auftritt.<sup>209</sup>

<sup>208</sup> Gemäß ÖNORM EN 1992-1-1, Abschnitt 9.3.1.2

<sup>209</sup> Erklärung: siehe Kapitel 4.4.3.2, Seite 30

Die veränderlichen Eingangsparameter für die Berechnung der Einzelkosten der Ort betonbauweise sind Tab. 7.8 zu entnehmen.

<b>Veränderliche Parameter (OB-Bauweise)</b>	
<b>Allgemeines</b>	
Wanddicken	25; 30; 35; 40; 45; 50 cm
Konstruktionsklassen	Kon <sub>1</sub> ; Kon <sub>2</sub>
Anforderungsklassen	A <sub>s</sub> ; A <sub>1</sub> ; A <sub>2</sub> ; A <sub>3</sub>
Lastfall (vertikale Belastung)	LF 1; LF 2 (siehe Kapitel 7.2.6)
Wasserdruckhöhe	1,00 m; 2,00 m
Wandhöhen	2,40 m; 3,40 m
Wandansichtsfläche	288,00 m <sup>2</sup> ; 408,00 m <sup>2</sup>
Gesamtkubatur Beton	72,00 - 204,00 m <sup>3</sup>
<b>Details Beton und Bewehrung</b>	
Expositionsklasse bzw. Betonstandard	BS H B; BS 2 A; BS 1 A
Betondeckung	3,0; 3,5 cm
Zur Aufnahme der Zwangsschnittgrößen wird die in der ÖBV RL - Weiße Wannen empfohlene Bewehrungsabstufung übernommen.	
Erforderliche Bewehrung innen vertikal	2,87 - 11,31 cm <sup>2</sup> /m
Erforderliche Bewehrung innen horizontal	7,54 - 11,31 cm <sup>2</sup> /m
Erforderliche Bewehrung außen vertikal	2,50 - 11,31 cm <sup>2</sup> /m
Bewehrung außen horizontal	7,54 - 11,31 cm <sup>2</sup> /m

**Tab. 7.8: Veränderliche Parameter (OB-Bauweise) [HÜB16]**

Zur Berücksichtigung der Übergreifungsstöße der horizontalen Bewehrung wird der Faktor  $f$  eingeführt, mit dem die abgewinkelte Wandlänge multipliziert wird. Wie dieser Faktor berechnet wird, ist in Kapitel 7.4.2 auf Seite 166 ersichtlich. In Tab. 7.9 sind die vom Durchmesser abhängigen Übergreifungsstoßlängen und die zugehörigen Faktoren für eine Betondeckung von 3,0 cm angeführt.<sup>210</sup>

<b>Durchmesser</b>	<b><math>l_{0, \text{gewählt}}</math></b>	<b><math>f</math></b>
Ø 10 mm	50 cm	1,0526
Ø 12 mm	65 cm	1,0695
Ø 14 mm	80 cm	1,0870

**Tab. 7.9: Übergreifungsstoßlänge  $l_0$  und Faktor  $f$  [HÜB16]**

## 7.2.5 Wand- und Gebäudegeometrie

Neben einer Variation der vertikalen Belastung (siehe Kapitel 7.2.6), wird auch die **Wandhöhe** des Kellergeschoßes variiert. Es werden zwei Varianten untersucht:

- ◆ Wandhöhe: 2,40 m (lotrechter Abstand zwischen FDOK bis RDUK)
- ◆ Wandhöhe: 3,40 m (lotrechter Abstand zwischen FDOK bis RDUK)

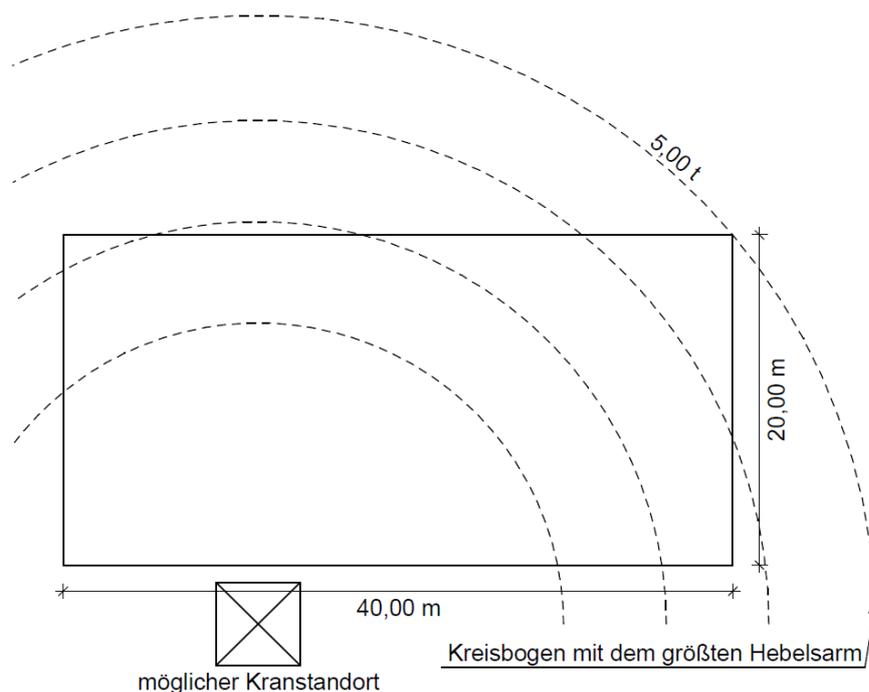
<sup>210</sup> Die Übergreifungsstoßlängen wurden gemäß EC 2 bestimmt.

Diese Diplomarbeit behandelt nur Kellergeschoße, bei denen die Elementwände *nicht* hochkant versetzt werden. Das heißt die Breite der Elemente (+ die Höhe der Bodenfuge) entspricht der lichten Raumhöhe zwischen FDOK und RDUK. Da die maximal mögliche Breite der Elementwände 3,40 m beträgt (herstellungs- und transportbedingt) wird diese lichte Raumhöhe (Rohbaumaß) hinsichtlich der Kosten untersucht.

Die lichte Raumhöhe von 2,40 m (Rohbaumaß) befindet sich dagegen am unteren Ende des Spektrums. Bei Garagen beispielsweise muss die lichte Höhe im Bereich von Fahrgassen und Stellplätzen mindestens 2,10 m betragen<sup>211</sup>. Somit werden diese beiden "Extremfälle" untersucht.

Der **Grundriss** des Kellergeschoßes wird als rechteckig, mit den Abmessungen 20 x 40 m, angenommen. Aufgrund dieser Größe ist **ein Turmdrehkran** ausreichend (siehe Abb. 7.2).

**Die Ergebnisse der Kalkulation gelten *nicht* für Bauvorhaben, bei denen zum Versetzen der Elementwände ein Mobilkran (Autokran) verwendet wird.**



**Abb. 7.2: Gebäudegrundriss und Turmdrehkran [HÜB16]**

### 7.2.6 Gebäudelasten

Bei dem angestellten Kostenvergleich werden zwei grundsätzlich verschiedene Gebäudekonfigurationen angenommen:

- ◆ Nicht-überbautes Kellergeschoß (im Folgenden als **Lastfall 1** bezeichnet)

<sup>211</sup> Siehe [OIB-Richtlinie 4], Abschnitt 2.10.6, Seite 6

◆ Überbautes Kellergeschoß (im Folgenden als **Lastfall 2** bezeichnet)

Der Grund für diese Unterscheidung ist der folgende: Eine vertikal in Wandachse wirkende Druckkraft hat eine günstige Wirkung auf die Rissbreiten derjenigen Risse, die durch die horizontale Beanspruchung der Wand entstehen. Bei den horizontalen Beanspruchungen handelt es sich um Erddruck und Wasserdruck. Eine detaillierte Darstellung der einzelnen Belastungen ist dem Kapitel 4.2.2 auf Seite 23 zu entnehmen. In Abb. 7.3 ist der Lastfall 1 (= LF 1) dargestellt. Es handelt sich hierbei um einen nicht-überbauten Teil eines Kellergeschoßes. Das heißt, die vertikal wirkende Druckkraft in der Kelleraußenwand ist vergleichsweise gering.

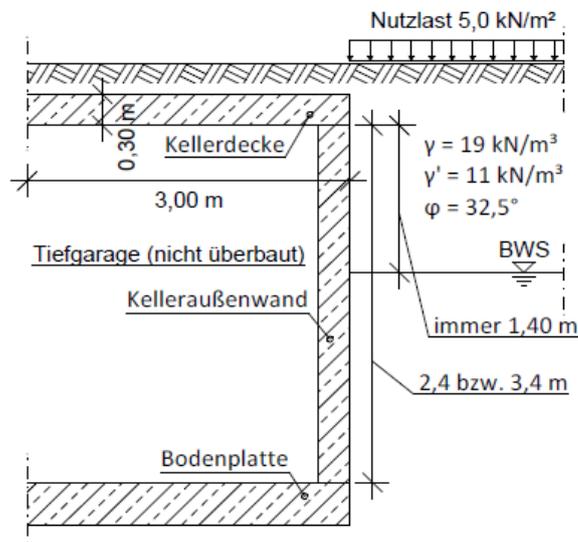


Abb. 7.3: Gebäudekonfiguration: Lastfall 1 (= LF 1) [HÜB16]

In Tab. 7.10 ist die Last der Kellerdecke berechnet. Da die veränderlichen Einwirkungen (Nutzlast) eine günstige Wirkung haben, werden sie nicht angesetzt.

**Lastaufstellung Kellerdecke: Lastfall 1**

**a) Ständige Lasten**

30,00 cm	Eigengewicht STB-Decke	25,00 kN/m <sup>3</sup> (0,3*25=)	7,50 kN/m <sup>2</sup>
	Ausbaulast auf STB-Decke		4,00 kN/m <sup>2</sup>
			<b>g<sub>k</sub> = 11,50 kN/m<sup>2</sup></b>

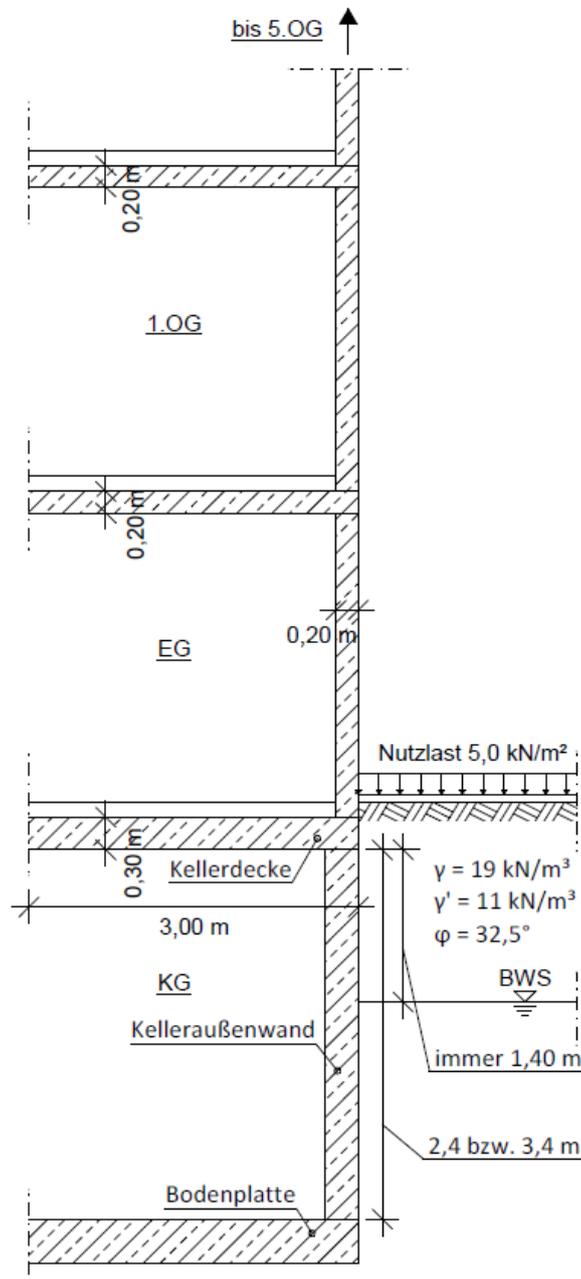
**b) Veränderliche Lasten**

Nutzlast: Obere Abschlussdecke eines unterirdischen Bauwerks (gemäß ÖNORM B 1991-1-1, Abschnitt 8.1.5)		7,50 kN/m <sup>2</sup>
günstige Wirkung, daher:		<b>q<sub>k</sub> = 0,00 kN/m<sup>2</sup></b>

Tab. 7.10: Lastaufstellung (Lastfall 1) [HÜB16]

Für die Belastung der Kelleraußenwand wird ein Einflussbereich von 3,0 m angenommen (siehe Abb. 7.3). Daraus folgt für die einwirkende Normalkraft (Druckkraft) auf die Wand (exkl. Eigengewicht der Wand<sup>212</sup>):

$$G_{k,LF1} = 11,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} = \mathbf{34,50 \text{ kN/m}}$$



**Abb. 7.4: Gebäudekonfiguration: Lastfall 2 (= LF 2) [HÜB16]**

In Abb. 7.4 ist der Lastfall 2 (= LF 2) dargestellt. Es handelt sich hierbei um einen überbauten Teil (Erdgeschoß + 5 Obergeschoße) eines Kellergeschoßes. Die vertikal wirkende Druckkraft in der Kelleraußenwand ist somit vergleichsweise groß.

<sup>212</sup> Das Eigengewicht der Wand wird von dem Berechnungsprogramm berücksichtigt.

Der Tab. 7.11 ist die Lastaufstellung der Decken und Wände zu entnehmen. Da die veränderlichen Einwirkungen (Nutzlasten, Wind, Schnee) eine günstige Wirkung haben, werden sie nicht angesetzt.

#### Lastaufstellung Kellerdecke: Lastfall 2

##### a) Ständige Lasten

30,00 cm	Eigengewicht STB-Decke	25,00 kN/m <sup>3</sup> (0,3*25=)	7,50 kN/m <sup>2</sup>
	Ausbaulast auf STB-Decke		2,50 kN/m <sup>2</sup>
			<b>g<sub>k</sub> = 10,00 kN/m<sup>2</sup></b>

##### b) Veränderliche Lasten

Nutzlast: Nutzungskategorie A: Wohngebäude	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Trennwandlast ≤ 2,0 kN/m	0,80 kN/m <sup>2</sup>
günstige Wirkung, daher:	<b>q<sub>k</sub> = 0,00 kN/m<sup>2</sup></b>

#### Lastaufstellung Geschoßdecke: Lastfall 2

##### a) Ständige Lasten

20,00 cm	Eigengewicht STB-Decke	25,00 kN/m <sup>3</sup> (0,2*25=)	5,00 kN/m <sup>2</sup>
	Ausbaulast auf STB-Decke		2,50 kN/m <sup>2</sup>
			<b>g<sub>k</sub> = 7,50 kN/m<sup>2</sup></b>

##### b) Veränderliche Lasten

Nutzlast: Nutzungskategorie A: Wohngebäude	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Trennwandlast ≤ 2,0 kN/m	0,80 kN/m <sup>2</sup>
günstige Wirkung, daher:	<b>q<sub>k</sub> = 0,00 kN/m<sup>2</sup></b>

#### Lastaufstellung Flachdach: Lastfall 2

##### a) Ständige Lasten

20,00 cm	Eigengewicht STB-Decke	25,00 kN/m <sup>3</sup> (0,2*25=)	5,00 kN/m <sup>2</sup>
	Ausbaulast auf STB-Decke		3,00 kN/m <sup>2</sup>
			<b>g<sub>k</sub> = 8,00 kN/m<sup>2</sup></b>

##### b) Veränderliche Lasten

Nutzlast: Nutzungskategorie H: Nichtzugängliche Dächer	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Schneelasten: s <sub>k</sub> = 1,10 kN/m <sup>2</sup> , μ = 0,8	(1,1*0,8=) 0,88 kN/m <sup>2</sup>
Winddruck	0,40 kN/m <sup>2</sup>
günstige Wirkung, daher:	<b>q<sub>k</sub> = 0,00 kN/m<sup>2</sup></b>

#### Lastaufstellung Außenwände (über KG)

##### a) Ständige Lasten

20,00 cm	Eigengewicht STB-Wand	25,00 kN/m <sup>3</sup> (0,2*2,8*25=)	14,00 kN/m
	Höhe 2,8 m		
			<b>g<sub>k</sub> = 14,00 kN/m</b>

Tab. 7.11: Lastaufstellung (Lastfall 2) [HÜB16]

Für die Belastung der Kelleraußenwand wird, analog zu Lastfall 1, ein Einflussbereich von 3,0 m angenommen (siehe Abb. 7.4). Daraus folgt für die einwirkende Normalkraft (Druckkraft) auf die Wand (exkl. Eigengewicht der Kellerwand<sup>213</sup>):

$$G_{k,LF2} = (10,0 + 5 \cdot 7,5 + 8,0) \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} + 6 \cdot 14 \text{ kN/m} = \mathbf{250,50 \text{ kN/m}}$$

Somit werden die folgenden, ständig wirkenden Normalkräfte (Druckkräfte) auf die Kelleraußenwand ausgesetzt:

Lastfall 1	Lastfall 2
34,50 kN/m	250,50 kN/m

### 7.2.7 Geländelasten, Geländeaufasten und Wasserdruck

Gemäß Abschnitt 5 der ÖNORM B 4435-2 (Erd- und Grundbau, Flächengründungen, EUROCODE-nahe Berechnung der Tragfähigkeit) muss auf Kelleraußenwände zumindest ein **erhöhter aktiver Erddruck** von 50% des Erdruhedrucks und 50% des aktiven Erddrucks angesetzt werden. Dieser Ansatz (50/50) wird im Rahmen der Diplomarbeit übernommen und bei der Bemessung der Wände durch das Berechnungsprogramm berücksichtigt. Ebenfalls wird durch das Programm berücksichtigt, dass die Wände beider Lastfälle 40 cm eingeschüttet sind. Die Bodenkennwerte der Hinterfüllung sind der Tab. 7.12 zu entnehmen.

Bodenkennwerte	
Wichte $\gamma$	19,0 kN/m <sup>3</sup>
Wichte unter Auftrieb $\gamma'$	11,0 kN/m <sup>3</sup>
Reibungswinkel $\varphi$	32,5°
Kohäsion $c$	0,0 kN/m <sup>2</sup>

Tab. 7.12: Bodenkennwerte der Hinterfüllung [HÜB16]

Gemäß ÖNORM B 1991-1-1 wird auf das Gelände eine **Nutzlast** von 5,0 kN/m<sup>2</sup> angesetzt (Kategorie G, Fahrzeugverkehr von 3,0 bis 16,0 t). Als **Ausbauast** werden 4,0 kN/m<sup>2</sup> angenommen. Als **Schneelast** werden zusätzlich 1,10 kN/m<sup>2</sup> angesetzt (in Anlehnung an die charakteristische Schneelast  $s_k = 1,10 \text{ kN/m}^2$  in Wien - Simmering).

**Die Höhenlage des Bemessungswasserstandes wird immer 1,80 m unter der GOK angenommen.** Dies ergibt bei den 2,40 m hohen Wänden eine Wassersäule (WS) von 1,00 m und bei den 3,40 m hohen Wänden eine Wassersäule von 2,00 m.<sup>214</sup>

<sup>213</sup> Das Eigengewicht der Wand wird von dem Berechnungsprogramm berücksichtigt.

<sup>214</sup> Hinweis: Die RDUK der Kellerdecke liegt 0,40 m unter der GOK.

### 7.2.8 Bemessung der Wände mittels Statiksoftware

Die Kelleraußenwände werden durch Last und durch Zwang beansprucht. Die Bewehrung, welche zur Aufnahme der Zwangsschnittgrößen erforderlich ist, wird entsprechend der ÖBV RL - Weiße Wannen und der VÖB RL - WU gewählt. Außerdem sind die Wandmindestbewehrung, sowie die Plattenmindestbewehrung zu berücksichtigen. Es ist nun zu untersuchen, ob die Bewehrung, die aus den eben genannten Gründen eingelegt wird, auch zur Aufnahme der Lastschnittgrößen und zur Beschränkung der Rissbreite (ausgelöst durch Last) genügt. Dieser Nachweis wird mittels des Statik- und Bemessungsprogramms *Conkret* geführt. Die in den Kapiteln 7.2.6 und 7.2.7 beschriebenen Lasten werden als äußere Belastung in das Programm eingegeben.

Die Einstellungen, welche die zulässige Rissbreite betreffen, werden bei der Berechnung wie folgt getroffen:

◆ **Elementwände:** Zulässige Rissbreite<sup>215</sup> (Luftseite<sup>216</sup>) gemäß den Konstruktionsklassen

- Kon<sub>2</sub>: 0,25 mm
- Kon<sub>1</sub>: 0,20 mm

◆ **Ortbetonwände:** Zulässige Rissbreite<sup>217</sup> (Luftseite) 0,30 mm

Wasserseitig befindet sich die Druckzone des Querschnitts, weshalb hier keine Risse aufgrund von Lastbeanspruchung entstehen.

Die Rissbreitenberechnung wurde für Ø 8mm - Bewehrungsstäbe durchgeführt.

Das Programm berücksichtigt *nicht* die Wichte des Bodens unter Auftrieb ( $\gamma'$ ), sondern rechnet auch unterhalb des Bemessungswasserstandes mit der Wichte  $\gamma$ . Da  $\gamma > \gamma'$ , liegt das Ergebnis der Bemessung auf der sicheren Seite (siehe Tab. 7.12).

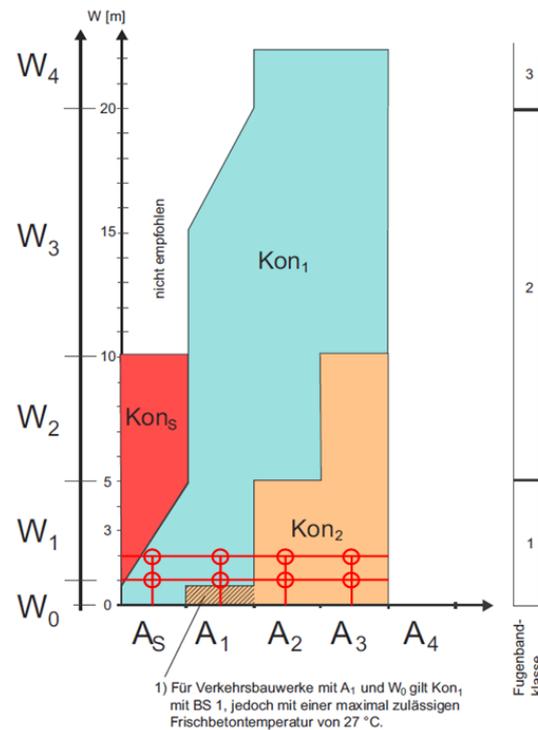
### 7.2.9 Klassifizierung der betrachteten Wände gemäß ÖBV - Richtlinie

Für die untersuchten Wasserdruckhöhen von 1,0 m (bei 2,4 m Wandhöhe) und 2,0 m (bei 3,4 m Wandhöhe) ergeben sich, in Abhängigkeit von der Anforderungsklasse (A<sub>s</sub>-A<sub>3</sub>), die Konstruktionsklassen Kon<sub>1</sub> und Kon<sub>2</sub> (siehe Abb. 7.5).

<sup>215</sup> Gemäß VÖB RL - WU, Abschnitt 5.2.2 kann der Nachweis der Druckzonenhöhe somit entfallen.

<sup>216</sup> Luftseite = dem Gebäudeinneren zugewandte Seite

<sup>217</sup> Gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen, Abschnitt 4.4.2



**Abb. 7.5: Klassifizierung der betrachteten Wände [ÖBV RL - Weiße Wannen]**

Die in Abb. 7.5 dargestellten Punkte (rote Kreise) werden im Rahmen dieser Arbeit einer Analyse der Einzelkosten unterzogen.

## 7.3 Kalkulationswerte

Dieses Kapitel beinhaltet die Mittellohnkosten sowie die Aufwandswerte und Materialpreise, welche für den Kostenvergleich relevant sind.

### 7.3.1 Lohnkosten

In dieser Diplomarbeit werden für die Kalkulation **Mittellohnkosten**<sup>218</sup> von **36,0 €/h** angenommen. Dies entspricht, nach Meinung von befragten Baufirmen, einem realistischen Wert für den Raum Wien.

Die Mittellohnkosten sind mit Hilfe des K3 - Formblattes der ÖNORM B 2061 zu ermitteln. Die Zeile M in dem Formblatt enthält die jeweils berechneten Mittellohnkosten. Dieser Wert ist von mehreren Parametern abhängig, dazu zählen:

- ◆ Mannschaftszusammensetzung
- ◆ Anzahl des unproduktiven Personals auf der Baustelle
- ◆ verwendeter Kollektivvertrag
- ◆ Überkollektivvertraglicher Mehrlohn

<sup>218</sup> Für weiterführende Informationen, die Berechnung der Mittellohnkosten betreffend, siehe [KRO14].

- ◆ Arbeitszeiten, Überstunden
- ◆ Aufzahlungen für Erschwernisse
- ◆ Dienstreisevergütungen
- ◆ Lohnnebenkosten (direkte und umgelegte)
- ◆ andere lohngebundene Kosten (Kommunalabgabe, Haftpflichtversicherung etc.)

### 7.3.1.1 Aufwandswerte Elementwandbauweise

Der Kalkulation werden die Aufwandswerte (AW) aus Tab. 7.13 zugrunde gelegt. Gegebenenfalls erforderliche Erläuterungen zu den einzelnen Werten befinden sich im Anschluss an diese Tabelle.

<b>Vorarbeiten</b> (Reinigung, Aufreißen, Nivellieren, Unterlagsplatten)		
Quelle	AW [h/Element]	gewählter AW für die Kalkulation
Firma C	0,20	<b>0,18 [h/Element]</b>
[KAH13]	0,16	
<b>Versetzarbeiten</b> (EW versetzen, Schrägstützen montieren)		
Quelle	AW [h/Element]	gewählter AW für die Kalkulation
Zeitmessung	1,07	<b>1,09 [h/Element]</b>
Firma C	1,41	
[KAH13]	0,80	
<b>Abdichtungsarbeiten</b> (Positionierung und Befestigung Sollbruchelement)		
Quelle	AW [h/Stk.]	gewählter AW für die Kalkulation
Fa. Jordahl <sup>219</sup>	0,20	<b>0,20 [h/Stk.]</b>
<b>Bewehrungsarbeiten</b> (Einheben Bewehrungskorb, Lagesicherung)		
Quelle	AW [h/Stk.]	gewählter AW für die Kalkulation
Berechnung	0,30	<b>0,30 [h/Stk.]</b>
<b>Betonierarbeiten</b> (Betonieren mit Krankübel, Nachverdichten mit Innenrüttler)		
Quelle	AW [h/m <sup>3</sup> ]	gewählter AW für die Kalkulation
Firma A	1,00	<b>0,93 [h/m<sup>3</sup>]</b>
Firma B	0,80	
[KAH13]	1,00	
<b>Annahmen für Schalungsarbeiten</b> (Bodenfuge: Kantholz, T-Fuge: Bretter inkl. Einbau Rückbiegeanschluss)		
Bodenfuge abschalen, ausschalen		<b>0,10 [h/m]</b>
T-Fugen abschalen, ausschalen		<b>0,25 [h/m]</b>

Tab. 7.13: Aufwandswerte Elementwandbauweise [HÜB16]

<sup>219</sup> Telefonische Auskunft vom 22.06.2016 der Firma Jordahl H-Bau.

Die einzelnen Aufwandswerte der Tab. 7.13 betreffend ist anzumerken:

#### ◆ Vorarbeiten

In der Praxis wird bei Kostenkalkulationen *nicht* die Einheit [h/Element] benutzt. Stattdessen wird aufgrund von Erfahrungswerten ein Zeitaufwand pro m<sup>2</sup> - Wandansichtsfläche abgeleitet. Die Elementanzahl bleibt somit gänzlich unberücksichtigt. Die Ausführungsdauern der Vorarbeiten und des Versetzens sind allerdings maßgebend von der Anzahl der Elemente abhängig, weshalb letztere in der Kalkulation berücksichtigt wird.

Anhand eines Bauvorhabens, das die Firma C ausführte, wurde der Wert 0,2 h/Element ermittelt. 2 Mann waren 5 Stunden mit den Vorarbeiten für 51 Wandelemente beschäftigt:

$$AW_{\text{Vorarbeiten}} = \frac{2 \cdot 5h}{51} = \mathbf{0,20 \text{ h/Element}}$$

In [KAH13] werden 0,16 Mann-Stunden pro Element als AW für die Vorarbeiten angegeben.

#### ◆ Versetzarbeiten

Für die Versetzarbeiten gilt ebenfalls, dass in der Praxis die Einheit [h/Element] *nicht* verwendet wird.

Bei dem zuvor genannten Bauvorhaben der Firma C benötigten 4 Mann 18 h zum Versetzen von 51 Elementen. Dies ergibt folgenden AW:

$$AW_{\text{Versetzen}} = \frac{4 \cdot 18h}{51 \text{ Elemente}} = \mathbf{1,41 \frac{h}{\text{Element}}}$$

Am 04.07.2016 wurde beim Versetzen der Kelleraußenwände einer Wohnhausanlage eine Zeitmessung vom Autor durchgeführt. An diesem Tag wurden insgesamt 13 Elemente von Semitiefladern abgeladen, wobei lediglich 4 direkt versetzt wurden ("just-in-time"). Die Zeiten für das Versetzen dieser 4 Elemente mittels Turmdrehkran sind Tab. 7.14 zu entnehmen. Alle gemessenen Zeiten wurden auf ganze Minuten aufgerundet.

Element 1	20 min
Element 2	16 min
Element 3	15 min
Element 4	18 min
<b>i. M.</b>	<b>17,25 min</b>

**Tab. 7.14: Zeitmessung Versetzvorgang mittels Turmdrehkran [HÜB16]**

Der Wendevorgang der um 90° gedreht gelieferten Elemente dauerte im Schnitt 1,92 Minuten. Dieser Wert wurde durch Mittelung aller 13 Wendevorgänge erhalten. Die

Abb. 7.6 zeigt die noch zu wendenden Elemente auf dem Semitiefelader. Da in dieser Arbeit davon ausgegangen wird, dass die Elemente in aufrechter Position (wie sie auch schließlich auf der Bodenplatte stehen) geliefert werden, müssen die 1,92 Minuten vom zuvor gemittelten Zeitwert subtrahiert werden:

$$t_{\text{Versetzvorgang}} = 17,25 - 1,92 = 15,33 \text{ min}$$

Aufgerundet ergibt dies 16,0 Minuten. Bei einer Mannschaftsstärke von 4 Mann erhält man folgenden Aufwandswert:

$$AW = \frac{16,0 \cdot 4}{60} = 1,07 \text{ h/Element}$$



Abb. 7.6: Wandelemente auf Semitiefelader [HÜB16]

#### ◆ Abdichtungsarbeiten

Die Firma Jordahl H-Bau gab die Auskunft, dass das Befestigen eines Sollbruchelements an die STB-Fertigteilplatte etwa 3 (bis maximal 5) Minuten dauert. Daher wurde im Rahmen dieser Diplomarbeit die Annahme getroffen, dass die 4-Mann-Kolonne, welche die Versetzarbeiten durchführt, dafür 3 Minuten benötigt. Daraus folgt der Aufwandswert:

$$AW_{\text{Abdichtungsarbeiten}} = \frac{4 \cdot 3 \text{ min}}{60 \text{ min/h}} = 0,20 \text{ h/Stk}$$

#### ◆ Bewehrungsarbeiten

Das Einheben des Bewehrungskorbes wird in der Regel *nicht* als eigener Arbeitsschritt in der Kalkulation ausgewiesen. Stattdessen kann er z.B. durch den zuvor angesprochenen Zeitaufwand pro m<sup>2</sup> - Wandansichtsfläche berücksichtigt werden. Wie oft das Einheben eines Bewehrungskorbes jedoch auszuführen ist, hängt abermals von der Elementbreite

ab. Wenn breitere Elemente versetzt werden, sind weniger Stoßfugen vorhanden, was den Zeitaufwand für die Bewehrungsarbeiten reduziert. Aus diesem Grund wird dieser Arbeitsschritt gesondert und in Abhängigkeit von der Stoßfugenanzahl betrachtet. Die Bewehrungskörbe können zu zwei unterschiedlichen Zeitpunkten manuell (oder bei zu großer Masse mittels Kran) in die Stoßfugen eingesetzt werden:

- ◆ Unmittelbar nach dem Versetzen eines Elements, bevor das nächste Element versetzt wird.
- ◆ Nachdem die Kellerdecke geschalt ist bzw. die Elementdecken verlegt sind, können die Körbe von oben in die Stoßfugen eingestellt werden. Die Deckenschalung, bzw. die Elementdecke, dient dann als Arbeitsplattform.

In beiden Fällen wird der nachfolgende Aufwandswert angenommen. Dieser gilt auch für das Einheben mittels Kran:

Heranschaffen des Korbes	8,0 min
Einstellen des Korbes	1,0 min
Summe	9,0 min
	≙ 0,15 h/Stk.
2 Mann	<b>0,30 h/Stk.</b>

#### ◆ Betonierarbeiten

In dieser Diplomarbeit wird das Betonieren mittels Krankübel (mind. 1000 l) behandelt. Hierfür sind neben dem Kranführer<sup>220</sup>, ein Mann zum Befüllen des Kübels und zwei Mann zum Betonieren und Verdichten erforderlich. Dies ergibt eine 3-Mann-Kolonne.

#### 7.3.1.2 Aufwandswerte Ortbetonbauweise

Zusätzlich werden für die Kalkulation der Ortbetonbauweise die Aufwandswerte (AW) aus Tab. 7.15 benötigt. Erläuterungen zu den einzelnen Werten befinden sich im Anschluss.

Einbau der Zuganker in die Bodenplatte		
Quelle	AW [h/Stk.]	gewählter AW für die Kalkulation
Firma A	0,05	<b>0,05 [h/Stk.]</b>
Vorarbeiten (Reinigung, Aufreißen)		
Quelle	AW [h/m]	gewählter AW für die Kalkulation
Berechnung	0,023	<b>0,02 [h/m]</b>
<i>Die Tabelle wird auf der nächsten Seite fortgesetzt.</i>		

<sup>220</sup> Die Lohnkosten des Kranführers sind Bestandteil der Baustellengemeinkosten, und somit für die Kalkulation der Einzelkosten nicht relevant.

<b>Schalungsarbeiten doppelhäuptig</b> (eine Seite: Einschalen, Ausschalen, Reinigen, Ölen, Arbeitsfugen abschalen, Einbau Fugenblech, Ausschalen, Rückbiegeanschlüsse einbauen)		
Quelle	AW [h/m <sup>2</sup> ]	gewählter AW für die Kalkulation
Firma A	0,60	<b>0,52 [h/m<sup>2</sup>]</b>
Firma B	0,50	
Firma C	0,62	
[ARH16]	0,36	
[OLE06]	0,49	
[PLÜ08]	0,56	
<b>Schalungsarbeiten einhäuptig</b> (Einschalen, Ausschalen, Reinigen, Ölen, Arbeitsfugen abschalen, Einbau Fugenblech, Ausschalen, Rückbiegeanschlüsse einbauen)		
Quelle	AW [h/m <sup>2</sup> ]	gewählter AW für die Kalkulation
Firma A	0,75	<b>0,73 [h/m<sup>2</sup>]</b>
[OLE06]	0,69	
[PLÜ08]	0,76	
<b>Verlegearbeiten Stabstahl</b>		
Quelle	AW [h/t]	gewählter AW für die Kalkulation
VÖBV	11,00	<b>17,31 [h/t]</b>
Ansatz nach Platz	21,66	
Ansatz nach Toffel	19,57	
Firma C	17,00	
<b>Betonierarbeiten doppelhäuptig</b> (Betonieren mit Kübel, Nachverdichten mit Innenrüttler)		
Quelle	AW [h/m <sup>3</sup> ]	gewählter AW für die Kalkulation
Firma A	0,90	<b>0,81 [h/m<sup>3</sup>]</b>
[MEI90]	0,63	
[PLÜ08]	0,90	
<b>Betonierarbeiten einhäuptig</b> (Betonieren mit Kübel, Nachverdichten mit Innenrüttler)		
Quelle	AW [h/m <sup>3</sup> ]	gewählter AW für die Kalkulation
		<b>siehe Elementwand</b>

Tab. 7.15: Aufwandswerte Ortbetonbauweise [HÜB16]

Die einzelnen Aufwandswerte der Tab. 7.15 betreffend ist anzumerken:

◆ **Vorarbeiten:**

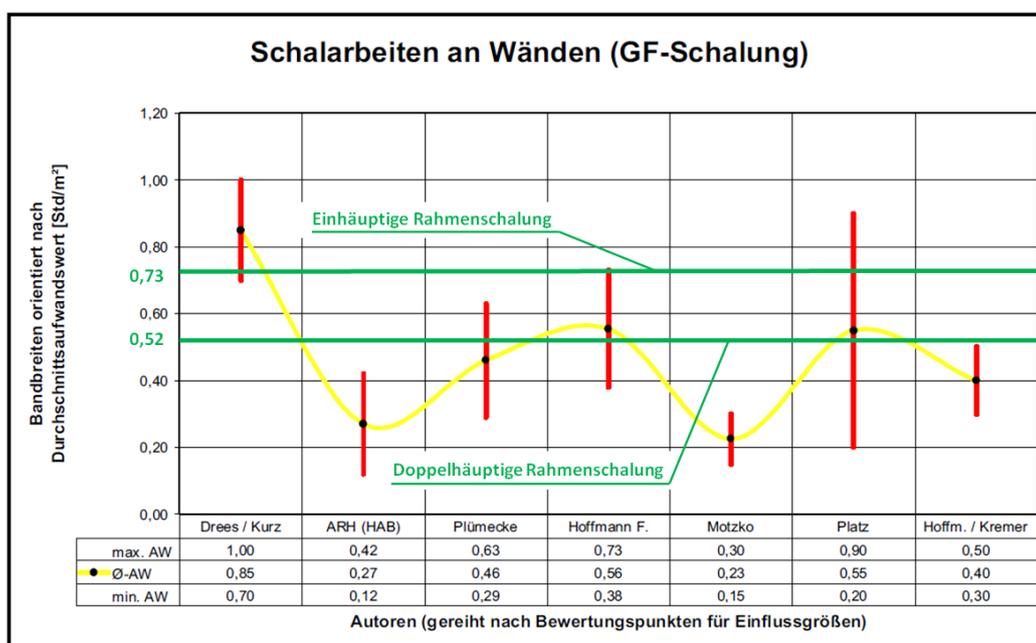
Bei der Elementwandbauweise beträgt der AW für die Vorarbeiten (bestehend aus Reinigung der Aufstellfläche, Aufreißen, Nivellieren und Verlegung der Unterlagsplatten) 0,18 h/Element (siehe Tab. 7.13). Bei der Ortbetonbauweise entfallen die Tätigkeiten Nivellieren und Verlegung der Unterlagsplatten. Der AW für die Vorarbeiten bei der Ortbetonbauweise wird folgendermaßen abgeleitet:

Einheitenumrechnung von h/Element in h/m: Hierzu wird 0,18 durch die Länge des Elements dividiert. Da, wie soeben beschrieben, zwei von vier Tätigkeiten entfallen, wird von dem erhaltenen Wert ein Anteil von 50% herangezogen. Bei einer angenommenen mittleren Länge der Elemente von 4,0 m ergibt dies<sup>221</sup>:

$$AW_{Vorarbeiten,OB} = \frac{0,18 \text{ h/Element}}{4,0 \text{ m/Element}} \cdot 0,5 = 0,023 \text{ h/m}$$

#### ◆ Schalungsarbeiten

Die Aufwandswerte betreffen *eine* Schalseite. Im Falle der doppelhäufigen Schalung, ist der gemittelte Aufwandswert von 0,52 h/m<sup>2</sup> somit mit 2 zu multiplizieren. Die Abb. 7.7 entstammt der Diplomarbeit "Aufwandswerte für Stahlbetonarbeiten - Ein kritischer Vergleich von Literaturangaben" von Markus Aigner [AIG03].



**Abb. 7.7: Bandbreiten der Aufwandswerte für Schalarbeiten an Wänden [AIG03]**

In der Grafik sind Mittelwerte (schwarze Punkte) und Bandbreiten (rote Linien) der Aufwandswerte für Schalarbeiten eingetragen. In grün wurden die in dieser Diplomarbeit (Weiße Wannen) ermittelten Werte vom Autor ergänzt. Auf diese Weise soll anschaulich belegt werden, in welchem Bereich sich die Werte im Vergleich zu diversen Literaturangaben befinden.

#### ◆ Verlegearbeiten Stabstahl:

Der Aufwandswert für das Verlegen von Stabstahl kann große Schwankungsbreiten aufweisen, da er von vielen Faktoren abhängig ist (z.B. Grundrissform, Witterung, Stabdurchmesser etc.). Deshalb wurde bei der Auswahl der Quellen darauf geachtet, ein

<sup>221</sup> Die Kalkulation wird mit einer mittleren Elementlänge von 4,8 m durchgeführt. Dieser Aufwandswert liegt somit auf der sicheren Seite.

möglichst breites Spektrum an Eingangsparametern zu berücksichtigen. Die folgenden Ansätze (siehe Tab. 7.16 bis Tab. 7.18) sind in dem Buch *Bewehrungsarbeiten im Baubetrieb* von Christian Hofstadler und Gerald Franzl zusammengefasst (siehe [HOF11]). Zusätzlich, zu den Angaben aus der Literatur, wurde eine Expertenmeinung der Firma C eingeholt.

<b>VÖBV (Verein österreichischer Biege- u. Verlegetechnik)</b>	
Grundlage der Werte	Expertenbefragung durch VÖBV
Arbeitsbedingungen	ideal (z.B. Kranverfügbarkeit)
Kaliberverteilung d	gewählt: 10 - 12 mm
Biegeform	gerade
betrachtetes Bauteil	Durchschnitt aller Bauteile
Bewehrungsgehalt (kg/m <sup>3</sup> )	-

**Tab. 7.16: Grundlagen für den AW des VÖBV [HÜB16]**

Der Wert von 11,00 h/t wurde aus einem Diagramm in [HOF11] abgelesen, das den Aufwandswert in Abhängigkeit von dem Stabdurchmesser und der Biegeform abbildet.

<b>Ansatz nach Platz</b>	
Grundlage der Werte	Gleichung (Berechnung)
Arbeitsbedingungen	-
Kaliberverteilung d	gewählt: 10 mm - 12 mm
Biegeform	-
betrachtetes Bauteil	flächig, senkrecht
Bewehrungsgehalt (kg/m <sup>3</sup> )	-

**Tab. 7.17: Grundlagen für den AW nach Platz [HÜB16]**

Der Berechnung des Aufwandswertes nach Platz lautet:

$$AW_{Platz} = 38 - 0,75 \cdot \sqrt{d \cdot (100 - d) - 100 \cdot m}$$

wobei  $m$  der Bauteilfaktor ist und für flächige, senkrechte Bauteile +5 beträgt.

$d$  entspricht dem Stabdurchmesser in mm. Für Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 10 bzw. 12 mm ergeben sich folgende Aufwandswerte:

$$AW_{Platz,10mm} = 38 - 0,75 \cdot \sqrt{10 \cdot (100 - 10) - 100 \cdot 5} = 23,00 \text{ h/t}$$

$$AW_{Platz,12mm} = 38 - 0,75 \cdot \sqrt{12 \cdot (100 - 12) - 100 \cdot 5} = 20,315 \text{ h/t}$$

Gemittelt ergibt dies:

$$AW_{Platz} = \frac{23,00 + 20,315}{2} = 21,66 \text{ h/t}$$

Ansatz nach Toffel	
Grundlage der Werte	Gleichung (Berechnung)
Arbeitsbedingungen	-
Kaliberverteilung $d$	gewählt: 10 mm - 12 mm
Biegeform	-
betrachtetes Bauteil	-
Bewehrungsgehalt (kg/m <sup>3</sup> )	gewählt: 85 kg/m <sup>3</sup>

Tab. 7.18: Grundlagen für den AW nach Toffel [HÜB16]

Der Berechnung des Aufwandswertes nach Toffel lautet:

$$AW_{Toffel} = -18,7580 + 0,0380 \cdot \frac{(\mu + 3,9796) \cdot (d^2 + 310,7)}{\left(\frac{d^2 + 310,7}{98,4379}\right) - \left(\frac{\mu + 3,9796}{2,2885}\right)}$$

wobei  $d$  der Stabdurchmesser in mm ist.  $\mu$  entspricht der Bewehrungsdichte in %. Diese wird nach folgender Formel berechnet:

$$\mu = \frac{bw_g}{\rho_{ST} \cdot 10} = \frac{85}{7,85 \cdot 10} = 1,0828 \%$$

In dieser Formel ist  $bw_g$  der Bewehrungsgrad des Bauteils in kg/m<sup>3</sup> und  $\rho$  die Dichte von Stahl in t/m<sup>3</sup>. Für Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 10 bzw. 12 mm ergeben sich folgende Aufwandswerte:

$$AW_{Toffel,10mm} = -18,7580 + 0,0380 \cdot \frac{(1,0828 + 3,9796) \cdot (10^2 + 310,7)}{\left(\frac{10^2 + 310,7}{98,4379}\right) - \left(\frac{1,0828 + 3,9796}{2,2885}\right)} = 21,550 \text{ h/t}$$

$$AW_{Toffel,12mm} = -18,7580 + 0,0380 \cdot \frac{(1,0828 + 3,9796) \cdot (12^2 + 310,7)}{\left(\frac{12^2 + 310,7}{98,4379}\right) - \left(\frac{1,0828 + 3,9796}{2,2885}\right)} = 17,582 \text{ h/t}$$

Gemittelt ergibt dies:

$$AW_{Toffel} = \frac{21,550 + 17,582}{2} = 19,57 \text{ h/t}$$

Die Abb. 7.8 vergleicht den gemittelten AW aus Tab. 7.15 mit diversen Literaturangaben.

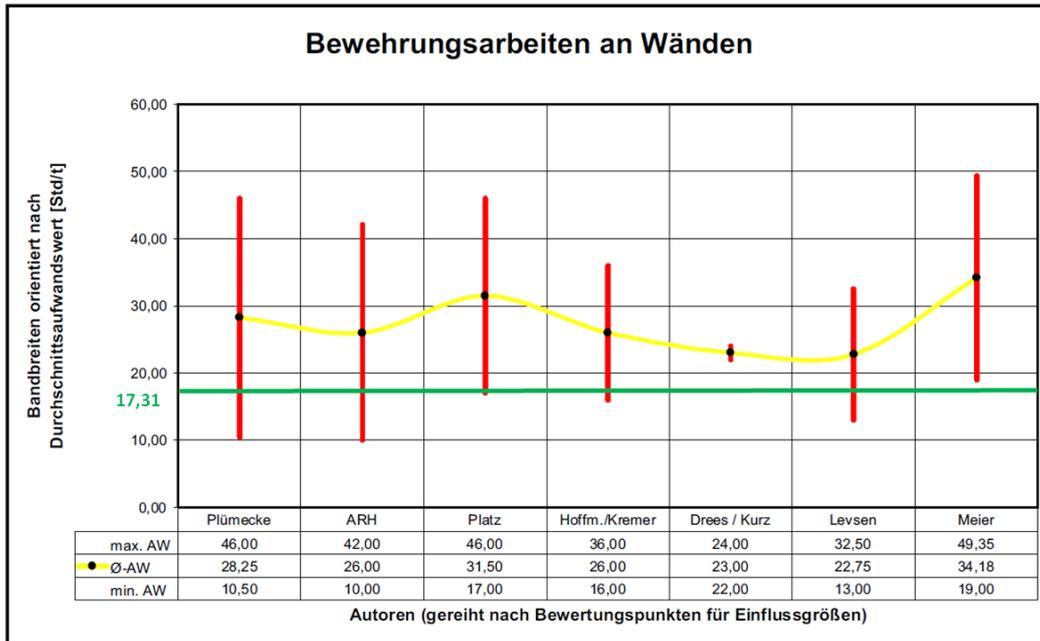


Abb. 7.8: Bandbreiten der Aufwandswerte für Bewehrungsarbeiten an Wänden [AIG03]

#### ◆ Betonierarbeiten

Es gelten dieselben Annahmen, wie bei der Elementwandbauweise auf Seite 135: Eine 3-Mann-Kolonnenbetonier mittels Krankübel. In Abb. 7.9 werden die ermittelten Aufwandswerte mit Angaben aus der Literatur verglichen.

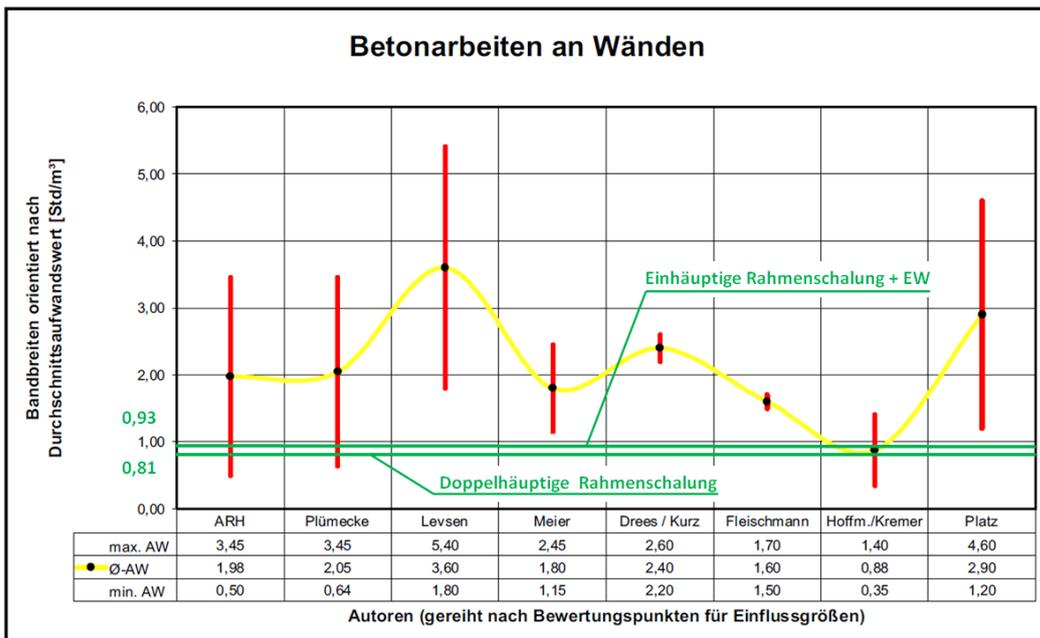


Abb. 7.9: Bandbreiten der Aufwandswerte für Betonierarbeiten an Wänden [AIG03]

Die befragten Firmen gaben für die Ortbetonbauweise (mit doppelhäufiger Schalung) abweichende Aufwandswerte, im Vergleich zur Elementwandbauweise, an. Die höheren Aufwandswerte bei der Elementwandbauweise sind auf die von den Fertigteilfirmen vorgegebenen maximalen Steiggeschwindigkeiten des Kernbetons (z.B. 1,0 m/h)

zurückzuführen.<sup>222</sup> Beim Einsatz einer einhäufigen Schalung ist aufgrund der möglichen Kopfverformung der Schalhaut ebenfalls besonders auf die Steiggeschwindigkeit zu achten. Gerade bei einer Aufstockung der Schalung (siehe rechts in Abb. 6.37 auf Seite 109) ist dies relevant. Aus diesem Grund wird der Aufwandswert der Elementwandbauweise für die einhäufige Schalung übernommen.

## 7.3.2 Sonstige Kosten

### 7.3.2.1 Elementwandpreis

Der Preis, den die ausführende Baufirma an das Fertigteilwerk für die Produktion und Lieferung der Elementwände bezahlt, hat maßgebenden Anteil an den Einzelkosten der Kelleraußenwände. In Abb. 7.10 sind **beispielhaft** die Anteile der einzelnen Positionen an den Einzelkosten für die Herstellung der Wände dargestellt.

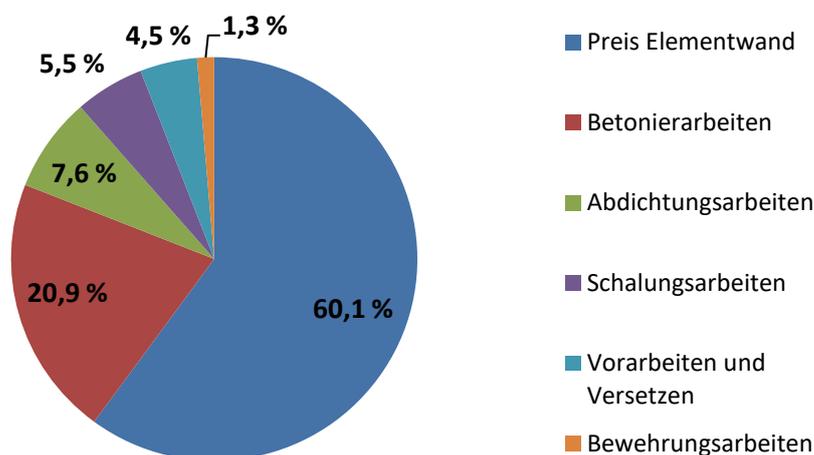


Abb. 7.10: Anteile der Positionen an den Einzelkosten (Beispiel) [HÜB16]

Die wichtigsten Eingangsparameter zu obigem Diagramm sind in der folgenden Tab. 7.19 aufgelistet:

<b>Wanddicke</b>	30,0 cm
<b>Elementbreite i. M.</b>	4,80 m
<b>Wandhöhe</b>	2,40 m
<b>Betongüte FT</b>	C25/30 B1
<b>Bewehrung im FT</b>	vertikal innen 3,52 cm <sup>2</sup> /m
	sonst 3,21 cm <sup>2</sup> /m
<b>Stoßfugenbewehrung</b>	-
<b>Kernbeton</b>	C25/30 B1, GK16, F45
<b>Stoßfugenabdichtung</b>	Sollbruchelemente Pentaflex <sup>®</sup> FTS-Fuge

Tab. 7.19: Maßgebende Eingangsparameter für Abb. 7.10 und Abb. 7.12 [HÜB16]

<sup>222</sup> Erklärung siehe Kapitel 6.3.7, ab Seite 88

In Abhängigkeit von den Kalkulationswerten und der Gebäudegeometrie können die Anteile in Abb. 7.10 um wenige Prozentpunkte schwanken. Offensichtlich ist jedoch, dass der Elementwandpreis den größten Anteil an den Einzelkosten hat. Somit bedarf es einer genauen Betrachtung, wie sich dieser Preis zusammensetzt.



Abb. 7.11: Abrechnung Elementwandpreis [HÜB16]

Die Fertigteilwerke unterscheiden gemäß Abb. 7.11 in der Regel einen Grundpreis pro m<sup>2</sup> Ansichtsfläche (größere der beiden Schalen) und einzelne Abrechnungspositionen.

Der **Grundpreis** ist abhängig von der Wanddicke und beinhaltet diverse Leistungen bzw. Merkmale der Elemente. In dieser Arbeit werden *in Anlehnung* an [PL OBE] als im Grundpreis inkludiert angenommen:

- ◆ eine Betongüte der Elemente von C25/30 XC2,
- ◆ die Ausarbeitung der Montage- und Verlegepläne,
- ◆ 2 Montageübeln (Quicki) pro Element,
- ◆ Montagekleinmaterial
- ◆ 2 Traganker pro Element (nicht in [PL OBE])

Weiters sind, in Abhängigkeit von der Wanddicke, gewisse Schalendicken im Grundpreis inbegriffen. In dieser Arbeit wird folgende Annahme, in Anlehnung an [PL OBE], getroffen:

Im Grundpreis inkludierte Schalendicken	
Wanddicke	inkludierte Schalendicken
d = 25 cm	5,5 cm
d = 30 cm	5,5 cm
d = 35 cm	6,0 cm
d = 40 cm	6,0 cm
d = 45 cm	6,0 cm
d = 50 cm	6,0 cm

Tab. 7.20: Im Grundpreis inkludierte Schalendicken [HÜB16]

In Abhängigkeit von der gewählten Expositionsklasse der Fertigteilplatten, ändert sich die erforderliche äußere Betondeckung. Dies wiederum kann die Schalendicken erhöhen, was zu einer gewissen Kubatur "Mehrbecon" führt. Für die innere Betondeckung wird

gemäß ÖNORM EN 14992 immer 1,5 cm gewählt. Die Abb. 7.1 auf Seite 121 erklärt die Begriffe *innere und äußere Betondeckung*.

Beispiele für Grundpreise, gemäß den Preislisten von Fertigteilproduzenten, sind der Tab. 7.21 zu entnehmen. Durch die Konsultierung von Vertretern diverser Baufirmen wurde der tatsächliche Kaufpreis (Grundpreis) nach Abzug von Rabatten eruiert. Diese erhobenen Grundpreise sind der Tab. 7.22 zu entnehmen.

<b>Grundpreise für d = 30 cm</b>		
Fa. Oberndorfer	Preisliste 2016	42,20 €/m <sup>2</sup>
Fa. Mischek	Preisliste 2015	41,76 €/m <sup>2</sup>
Fa. Maba	Preisliste 2016	39,50 €/m <sup>2</sup>

**Tab. 7.21: Beispiele für Listenpreise (Grundpreise) [HÜB16]**

Die Fa. Oberndorfer ist die einzige Fertigteilfirma in Österreich, welche eine vollständige Preisliste im Internet zur Verfügung stellt. Gleichzeitig ist der Grundpreis für d = 30 cm den Grundpreisen der beiden anderen Firmen sehr ähnlich - es handelt sich also um einen repräsentativen Preisansatz. Aus diesen beiden Gründen, dient die erwähnte Preisliste der Fa. Oberndorfer [PL OBE] als Basis für die folgenden Berechnungen.

<b>Elementwand Grundpreis d = 30cm</b> (inkl.: C25/30 XC2, Ausarbeiten der Pläne, 2 Montagedübel (Quicki) pro Element, Montagekleinmaterial, 2 Traganker pro Element)		
Quelle	[€/m <sup>2</sup> ]	[€/m <sup>2</sup> ] für die Kalkulation
Firma A	29,5	<b>30,07 [€/m<sup>2</sup>]</b>
Firma B	27,7	
Firma C	33,0	

**Tab. 7.22: Ermittlung des Grundpreises für die Kalkulation [HÜB16]**

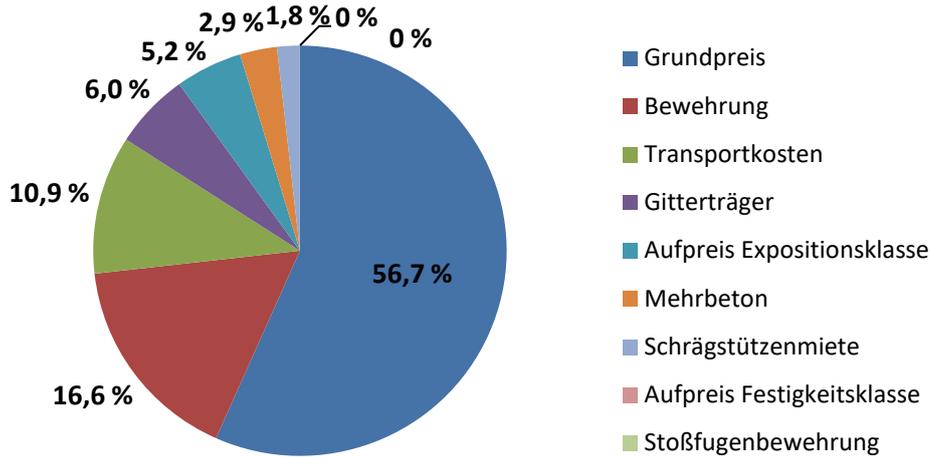
Aus dem Listenpreis von 42,20 €/m<sup>2</sup> und dem gemittelten tatsächlichen Kaufpreis von 30,07 €/m<sup>2</sup> lässt sich mittels Formel 7.1 ein Rabatt ableiten:

$$\text{Rabatt} = \left(1 - \frac{\text{Kaufpreis}}{\text{Listenpreis}}\right) \cdot 100 = [\%] \quad \text{Formel 7.1: Rabattermittlung}$$

$$\text{Rabatt}_{\text{Grundpreis}} = \left(1 - \frac{30,07}{42,20}\right) \cdot 100 \approx 29 \%$$

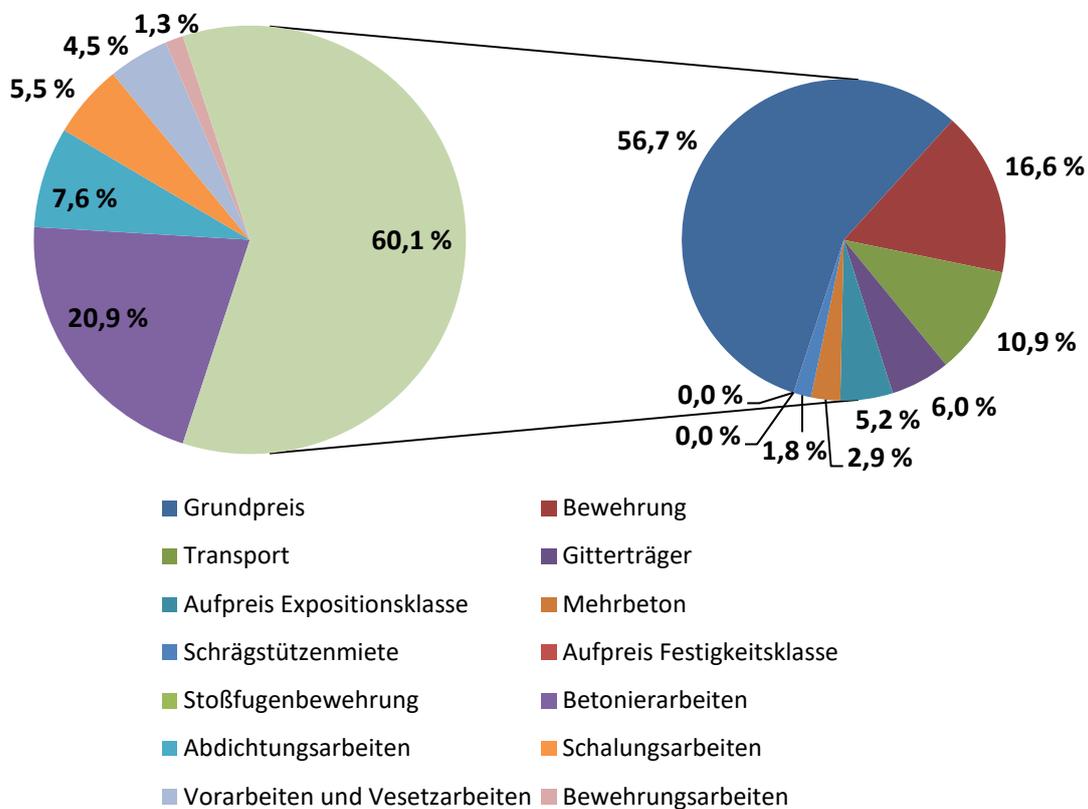
Dieser wird im Rahmen der Diplomarbeit auch auf die Grundpreise der übrigen Wanddicken gewährt. Es wird darauf hingewiesen, dass dieser Rabatt für die Praxis nicht allgemein gültig ist. Alle im Folgenden ermittelten Rabatte werden analog mittels Formel 7.1 berechnet.

Neben dem Grundpreis werden einzelne **Abrechnungspositionen** unterschieden.



**Abb. 7.12: Anteile der Abrechnungspositionen und des Grundpreises [HÜB16]**

Die Abb. 7.12 zeigt die Anteile der einzelnen Abrechnungspositionen und des Grundpreises am Kaufpreis der Elementwände. Diesem Diagramm liegen die Eingangsparameter aus Tab. 7.19 zugrunde. Da die Festigkeitsklasse C25/30 keine Aufzahlung ergibt und bei diesem Beispiel keine Stoßfugenbewehrung vorhanden ist, betragen die beiden letztgenannten Abrechnungspositionen 0 % vom Elementwandpreis. Die Abb. 7.13 zeigt links die Anteile der einzelnen Positionen (*Elementwandpreis*, *Betonierarbeiten*, *Abdichtungsarbeiten* usw.) an den Einzelkosten.



**Abb. 7.13: Zusammenhang zw. Abb. 7.10 und Abb. 7.12 [HÜB16]**

Auf der rechten Seite ist die Zusammensetzung der Position *Elementwandpreis* dargestellt. Die Prozentsätze der rechten Seite haben den Elementwandpreis von 52,41 €/m<sup>2</sup> (≙ 60,1 %) als Basis. Das heißt die Summe der Prozentsätze des rechten Diagramms ergeben 100 %.

In der Praxis existieren wesentlich mehr Abrechnungspositionen. Kelleraußenwände verfügen jedoch über eine regelmäßige Geometrie, wenig Aussparungen oder Durchbrüche und keine Vorbereitungen für Elektroeinbauteile (z.B. Leerverrohrungen, Schalterdosen etc.). Somit können viele Positionen vernachlässigt werden und der betrachtete Umfang reduziert sich auf die Positionen in Abb. 7.12. In der folgenden Abb. 7.14 sind übersichtlich die wesentlichen Einflussfaktoren auf den Gesamtpreis der Elementwände dargestellt. Unter den Einflussfaktoren ist jeweils die Art der preislichen Abgeltung angeführt.

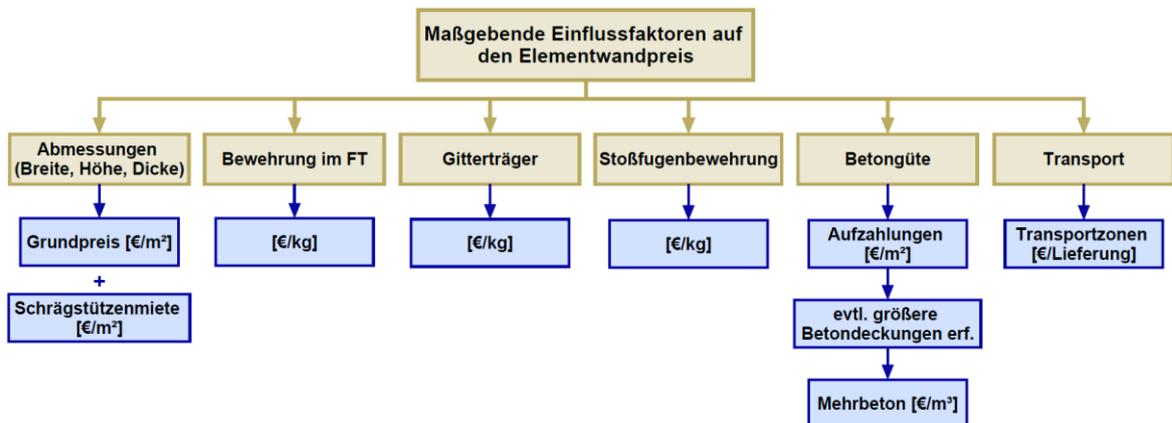


Abb. 7.14: Einflussfaktoren auf den Elementwandpreis [HÜB16]

Die Rabatte, welche auf die Abrechnungspositionen gewährt werden, wurden ebenfalls durch Befragung von Vertretern diverser Baufirmen festgestellt. Der Tab. 7.23 sind die erhobenen Positionspreise für die in den Fertigteilplatten eingebaute Bewehrung zu entnehmen.

Bewehrung im FT		
Quelle	[€/kg]	[€/kg] für die Kalkulation
Firma A	0,95	<b>0,983 [€/kg]</b>
Firma B	0,96	
Firma C	1,04	

Tab. 7.23: Ermittlung des Positionspreises für Bewehrung [HÜB16]

Der Preisliste der Fa. Oberndorfer [PL OBE] ist ein Listenpreis von 1,45 €/kg Bewehrung zu entnehmen. Daraus lässt sich folgender Rabatt ableiten:

$$\text{Rabatt}_{\text{Bewehrung im FT}} = \left(1 - \frac{0,983}{1,45}\right) \cdot 100 \approx 32 \%$$

Dieser Rabatt wird im Rahmen der Diplomarbeit auch auf die Preise der Positionen "Gitterträger", "Schrägstützenmiete" und "Stoßfugenbewehrung" gewährt. Es wird darauf hingewiesen, dass dieser Rabatt für die Praxis nicht allgemein gültig ist. Alle übrigen Positionen werden ohne Abzug eines Rabatts aus der erwähnten Preisliste übernommen. Auf diese werden in der Praxis (wenn überhaupt) nur sehr kleine Rabatte gewährt.

Die in den Fertigteilplatten eingebaute **Bewehrung** wird vom Tragwerksplaner (Statiker) festgelegt. Die Praxis zeigt jedoch, dass nie exakt die geforderte Bewehrung übernommen wird, sondern geringfügig mehr in die FT-Platten eingebaut wird. Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurden daher drei ausgeführte Bauvorhaben hinsichtlich dieser Differenz untersucht. Pro Bauvorhaben (BVH) wurden 5 Elemente (jeweils Innen- und Außenschale) betrachtet. Die Elementwände wurden von drei unterschiedlichen FT-Firmen produziert. Das Ergebnis der Untersuchung war, dass im Schnitt 0,21 cm<sup>2</sup>/m mehr Bewehrung, als gefordert, eingebaut wurden.<sup>223</sup> Dieser Wert wird im Rahmen der Kalkulation berücksichtigt.

Die **Gitterträger** (GT), welche die FT-Platten miteinander verbinden und den Frischbetondruck des Kernbetons aufnehmen müssen, werden als statisch mitwirkende Bewehrung angerechnet. Die Gitterträger weisen, in Abhängigkeit von deren Bauhöhe, unterschiedliche Drahtdurchmesser auf (siehe Tab. 7.24).<sup>224</sup> Obergurte (OG) und Untergurte (UG) weisen in dieser Arbeit jeweils eine Streckgrenze von  $f_y = 550 \text{ N/mm}^2$  auf. Der Obergurt weist oftmals eine glatte Oberfläche auf, dennoch wirkt er zur Gänze statisch mit.<sup>225</sup>

<b>Gitterträgerhöhe <math>\leq 30 \text{ cm}</math></b>		
Teil	$\varnothing$ [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]
OG	8	0,503
Diagonalen	5	0,196
UG	5	0,196
<b>Gitterträgerhöhe <math>30 \text{ cm} &lt; h \leq 45 \text{ cm}</math></b>		
Teil	$\varnothing$ [mm]	A [cm <sup>2</sup> ]
OG	8	0,503
Diagonalen	6	0,283
UG	6	0,283

**Tab. 7.24: Drahtdurchmesser der Gitterträger [HÜB16]**

<sup>223</sup> Bei den drei BVH wurden im Schnitt 0,302 cm<sup>2</sup>/m; 0,167 cm<sup>2</sup>/m; 0,160 cm<sup>2</sup>/m mehr Bewehrung, als gefordert eingebaut.

<sup>224</sup> Diese Drahtdurchmesser wurden von einem Vertreter der Firma AVI (Alpenländische Veredelungs-Industrie Gesellschaft m.b.H.) empfohlen.

<sup>225</sup> Gemäß der telefonischen Auskunft eines Mitarbeiters der MABA Fertigteilindustrie GmbH.

Betreffend die **Transportkosten** ist festzuhalten, dass diese von mehreren Faktoren abhängen:

- ◆ Entfernung vom Fertigteilwerk
- ◆ Transportmittel
- ◆ Auslastung des Transportmittels
- ◆ Stehzeiten auf der Baustelle
- ◆ vertragliche Vereinbarungen zwischen Baufirma und Fertigteilwerk

Da jeder Fertigteilproduzent andere Lieferzonen abgrenzt, die Auslastung des Transportmittels, sowie Stehzeiten auf der Baustelle schwer abzuschätzen sind und oftmals vertragliche Abmachungen eine Rolle spielen, wird folgende Vereinfachung getroffen: Im Rahmen dieser Diplomarbeit wird der Preis für jede LKW - Lieferung mit 329 € angenommen (entspricht gemäß [PL OBE] einer Lieferung im Bereich bis 25 km). Den Tabellen Tab. 5.2 auf Seite 69 und Tab. 5.3 auf Seite 72 ist die maximal transportierbare Elementanzahl zu entnehmen. Diese ist abhängig von den Abmessungen der Wand und dem Transportmittel.

In Tab. 7.25 sind alle relevanten Preise der Elementwände zusammengefasst:

<b>Zusammenfassung: Grundpreise und Abrechnungspositionen</b>			
<b>Grundpreis</b>			
<i>Wanddicke</i>	<i>Listenpreis [€/m<sup>2</sup>]</i>	<i>Rabatt</i>	<i>[€/m<sup>2</sup>] für die Kalkulation</i>
d = 25 cm	42,20	29 %	<b>30,07 [€/m<sup>2</sup>]</b>
d = 30 cm	42,20	29 %	<b>30,07 [€/m<sup>2</sup>]</b>
d = 35 cm	44,95	29 %	<b>31,91 [€/m<sup>2</sup>]</b>
d = 40 cm	44,95	29 %	<b>31,91 [€/m<sup>2</sup>]</b>
d = 45 cm	47,00	29 %	<b>33,37 [€/m<sup>2</sup>]</b>
d = 50 cm	47,00	29 %	<b>33,37 [€/m<sup>2</sup>]</b>
<b>Abrechnungspositionen</b>			
<i>Position</i>	<i>Listenpreis</i>	<i>Rabatt</i>	<i>Preise für die Kalkulation</i>
Bewehrung im FT	1,45 [€/kg]	32 %	<b>0,983 [€/kg]</b>
Gitterträger	1,575 [€/kg]	32 %	<b>1,071 [€/kg]</b>
Schrägstützenmiete	1,39 [€/m <sup>2</sup> ]	32 %	<b>0,945 [€/m<sup>2</sup>]</b>
Stoßfugenbewehrung	2,20 [€/kg]	32 %	<b>1,496 [€/kg]</b>
C 30/37	1,39 [€/m <sup>2</sup> ] je Schale	-	<b>1,39 [€/m<sup>2</sup>] je Schale</b>
C 35/45	2,77 [€/m <sup>2</sup> ] je Schale	-	<b>2,77 [€/m<sup>2</sup>] je Schale</b>
B1	1,39 [€/m <sup>2</sup> ] je Schale	-	<b>1,39 [€/m<sup>2</sup>] je Schale</b>
B2	1,39 [€/m <sup>2</sup> ] je Schale	-	<b>1,39 [€/m<sup>2</sup>] je Schale</b>
B3	2,77 [€/m <sup>2</sup> ] je Schale	-	<b>2,77 [€/m<sup>2</sup>] je Schale</b>
B4	1,39 [€/m <sup>2</sup> ] je Schale	-	<b>1,39 [€/m<sup>2</sup>] je Schale</b>
B5	2,77 [€/m <sup>2</sup> ] je Schale	-	<b>2,77 [€/m<sup>2</sup>] je Schale</b>
B6	4,07 [€/m <sup>2</sup> ] je Schale	-	<b>4,07 [€/m<sup>2</sup>] je Schale</b>
B7	2,77 [€/m <sup>2</sup> ] je Schale	-	<b>2,77 [€/m<sup>2</sup>] je Schale</b>
Mehrbeton	154,00 [€/m <sup>3</sup> ]	-	<b>154,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>

Tab. 7.25: Zusammenfassung der Grundpreise und Positionspreise [HÜB16]

### 7.3.2.2 Beton

Der einzubauende Beton wird von den Baufirmen als Transportbeton bei Betonwerken bestellt. Auf die Listenpreise erhalten die Baufirmen bestimmte Rabatte. Durch die Befragung von Baufirmen wurde ein durchschnittlicher, marktüblicher Rabatt hergeleitet. Folgende Preise wurden festgestellt:

<b>Preis Beton C25/30 XC2 GK32 F45</b>		
<i>Quelle</i>	<i>[€/m<sup>3</sup>]</i>	<i>[€/m<sup>3</sup>] für die Kalkulation</i>
Firma A	57,50	<b>55,85 [€/m<sup>3</sup>]</b>
Firma B	56,04	
Firma C	54,00	

Tab. 7.26: Ermittlung des Preises für Beton [HÜB16]

Als Referenzlistenpreise werden die der Rohrdorfer Baustoffe Austria AG herangezogen. Der Listenpreis von C25/30 XC2 GK32 F45 beträgt gemäß [PL ROH] 89,00 €. Somit ergibt sich als Rabatt:

$$\text{Rabatt}_{\text{Transportbeton}} = \left(1 - \frac{55,85}{89,00}\right) \cdot 100 \approx 37 \%$$

Der Rabatt wird im Rahmen dieser Diplomarbeit auch auf die Festigkeitsklassen C30/37 und C35/45 gewährt. Es wird darauf hingewiesen, dass dieser Rabatt für die Praxis nicht allgemein gültig ist.

Für besondere Eigenschaften des Betons, wie z.B. eine andere Konsistenzklasse als F45 oder ein kleineres GK als 32 mm werden pro m<sup>3</sup>-Beton Aufzahlungen (AZ) verrechnet. Auf diese werden jedoch (wenn überhaupt) nur vergleichsweise kleine Rabatte gewährt. Daher werden für die Kalkulation die Listenpreise der Aufzahlungen übernommen<sup>226</sup>. In der folgenden Tab. 7.27 sind alle Preise, den Baustoff Beton betreffend, aufgelistet. Die Lieferung des Betons erfolgt "frei Bau"<sup>227</sup>.

<b>Preise Beton</b>			
<i>Position</i>	<i>Listenpreis [€/m<sup>3</sup>]</i>	<i>Rabatt</i>	<i>[€/m<sup>3</sup>] für die Kalkulation</i>
C25/30 XC2 GK32 F45	89,00	37 %	<b>55,85 [€/m<sup>3</sup>]</b>
C30/37 XC2 GK32 F45	92,00	37 %	<b>57,96 [€/m<sup>3</sup>]</b>
C30/37 XC2 GK32 F45	100,00	37 %	<b>63,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
<i>Aufzahlungen je auf C25/30 XC2 GK32 F45</i>			
AZ GK 22	2,00	-	<b>2,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ GK 16	6,50	-	<b>6,50 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ GK 8	20,00	-	<b>20,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ B1	3,00	-	<b>3,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ B2	5,00	-	<b>5,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ B3	7,00	-	<b>7,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ B4	9,00	-	<b>9,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ B5	11,00	-	<b>11,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ B6	28,00	-	<b>28,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ B7	19,00	-	<b>19,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ F52	4,00	-	<b>4,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ F59	8,00	-	<b>8,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
SVB (SCC)	40,00	-	<b>40,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ BS 1 A	30,00	-	<b>30,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ BS 2 A	20,00	-	<b>20,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>
AZ BS H B	15,00	-	<b>15,00 [€/m<sup>3</sup>]</b>

**Tab. 7.27: Zusammenfassung der Preise für Beton [HÜB16]**

### 7.3.2.3 Bewehrung

Bewehrung wird generell entweder von spezialisierten "Verlegefirmen" (Subunternehmer) oder vom Eigenpersonal der Baufirma verlegt. Wobei anzumerken ist, dass die Verlegefirmen in der Regel dann die wirtschaftlichste Variante sind, wenn  $\geq 3,0$  t pro Tag

<sup>226</sup> Preise der Tab. 7.27 in Anlehnung an [PL ROH].

<sup>227</sup> "Lieferung frei Bau" bedeutet, dass der Transport nicht extra verrechnet wird.

verlegt werden können. In diesem Fall ist oft vertraglich ein Preis pro *verlegtem* kg vereinbart. Dieser betrug im Juni 2016 0,90 €/kg.

<b>Bewehrung verlegt (<math>\geq 3,0</math> t/Tag), Stand: Juni 2016</b>		
Quelle	[€/kg]	[€/kg] für die Kalkulation
Firma A	0,90	<b>0,90 [€/kg]</b>

**Tab. 7.28: Ermittlung des Preises für verlegte Bewehrung [HÜB16]**

Beim Bewehren von Wänden werden die 3,0 t pro Tag selten erreicht. Ein Beispiel soll diesen Sachverhalt erläutern:

Angenommen wird ein Bewehrungsgehalt von  $85 \text{ kg/m}^3$ , eine Wanddicke der Ortbetonwände von 30 cm und eine Wandhöhe von 2,7 m.<sup>228</sup> Um 3000 kg pro Tag verlegen zu können, müsste folgende abgewinkelte Wandlänge bewehrt werden:

$$l = \frac{3000 \text{ kg}}{85 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 2,7 \text{ m}} = 43,57 \text{ m}$$

Dies ist vor allem aus folgendem Grund schwer zu realisieren: Da ein Betonierabschnitt bei der Ortbetonbauweise maximal 10,0 m lang sein soll<sup>229</sup>, müssten mindestens 5 voneinander unabhängige Abschnitte an einem Tag bewehrt werden.

$$5 \cdot 10 \text{ m} = 50 \text{ m} \geq 43,57 \text{ m}$$

Aus diesem Grund wird im Rahmen der Diplomarbeit angenommen, dass **die Bewehrung der Ortbetonwände vom Eigenpersonal der Baufirma verlegt** wird. Der Aufwandswert für diese Tätigkeit ist dem Kapitel 7.3.1.2 zu entnehmen.

Bei der **Elementwandbauweise werden die Stoßfugenbewehrungskörbe ebenfalls vom Eigenpersonal eingehoben**. Gestrickt und geliefert werden die Körbe vom Fertigteilproduzenten. Die Materialkosten für die Bewehrungskörbe sind somit im Elementwandpreis enthalten. Dies stellt die gängige Praxis dar. Die **Deckenanschlussbewehrung der Elementwände wird im Zuge der Verlegearbeiten der Kellerdecke eingebaut**. Diese Arbeit wird von einem Verlegebetrieb verrichtet, da die Deckenbewehrung mehr als 3,0 t umfasst. Bei Ortbetonwänden ist keine extra Deckenanschlussbewehrung erforderlich, da die vertikalen Bewehrungsstäbe der Wände in die Kellerdecke ragen (siehe Position 6 in Abb. 6.8 auf Seite 79). Somit ist eine Verbindung zwischen den beiden Bauteilen gewährleistet.

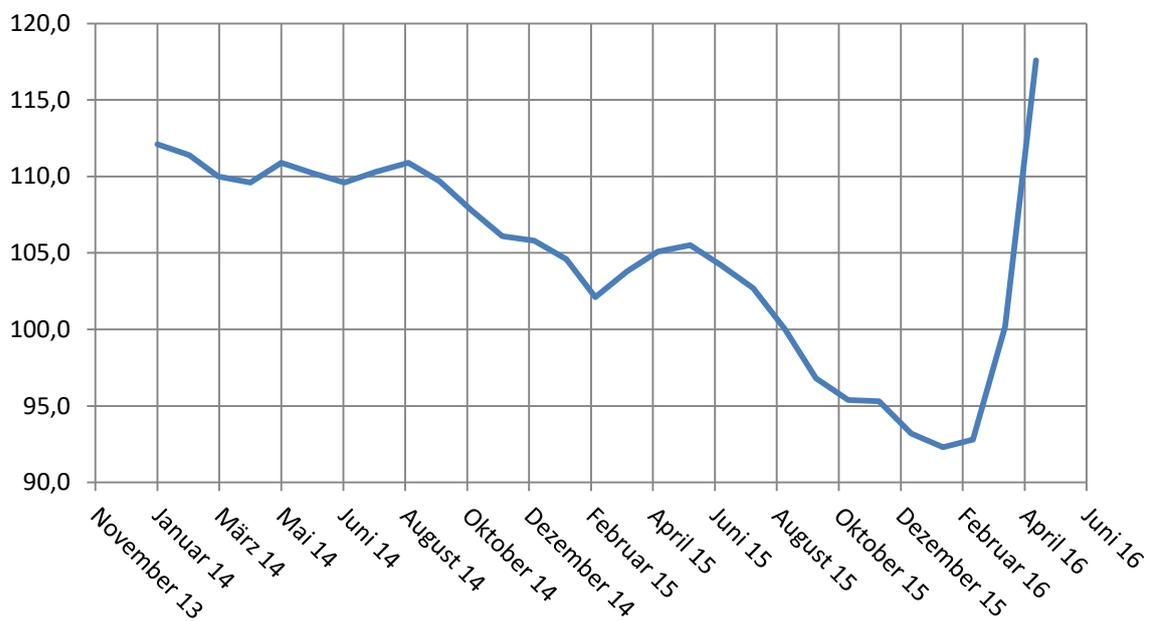
<sup>228</sup> Ein Bewehrungsgehalt von etwa  $85 \text{ kg/m}^3$  ergibt sich bei einer Flächenbewehrung von beidseitig und kreuzweise verlegten  $\text{Ø}12/15$  (siehe Tab. 7.39 auf Seite 167).

<sup>229</sup> Erklärung auf Seite 103.

Der Materialpreis für Bewehrungsstahl unterliegt teils großen Schwankungen. Folgende Faktoren beeinflussen den Bewehrungsstahlpreis maßgebend<sup>230</sup>:

- ◆ Rohstoffpreise
- ◆ Schrottpreise
- ◆ Energiepreise
- ◆ Währungskurse (z.B. Schrott wird in \$ gehandelt)

In Abb. 7.15 ist die Entwicklung des Betonstahlpreises in Ringen (Coils) seit Jänner 2014 dargestellt. Der Jahresdurchschnitt von 2010 bildet hierbei die Basis (= 100). Ab Jänner 2016 bildet der Jahresdurchschnitt von 2015 (= 101,8) die Basis (= 100).



**Abb. 7.15: Großhandelspreisentwicklung Bewehrungsstahl [HÜB16]<sup>231</sup>**

Gemäß den Aussagen von einer Baufirma (Firma D) und einem Bauträger (Firma E) vom 20.06.2016, beträgt der Einkaufspreis für geschnittene und gebogene Bewehrungspositionen 0,60 €/kg (siehe Tab. 7.29). Am selben Tag wurde auch von der Fa. Oberndorfer bestätigt, dass die Stahlpreise der Preisliste [PL OBE] aktuell seien.

Kosten Bewehrung, Stand: Juni 2016		
Quelle	[€/kg]	[€/kg] für die Kalkulation
Firma D	0,60	<b>0,60 [€/kg]</b>
Firma E	0,60	

**Tab. 7.29: Ermittlung des Preises für Bewehrungspositionen [HÜB16]**

<sup>230</sup> Quelle: www.ots.at - Presseaussendung: "Preissteigerung bei Betonstahl bedroht Bauindustrie", abgerufen am 17.06.2016

<sup>231</sup> Quelle der Daten: [@GUE]

Die Transportkosten pro Fuhre - Bewehrungsstahl betragen im Raum Wien gemittelt 290 €, wobei eine Fuhre bis zu 20 t Bewehrungsstahl umfasst (siehe Abb. 7.16).

<b>Transportkosten Bewehrung, Stand: Juni 2016</b>		
Quelle	[€/Fuhre]	[€/Fuhre] für die Kalkulation
Firma D	300,00	<b>290,00 [€/Fuhre]</b>
Firma E	280,00	

Tab. 7.30: Ermittlung der Transportkosten für die Bewehrungspositionen [HÜB16]

Dies ergibt Transportkosten von  $\frac{290 \text{ €}}{20 \text{ t}} = 14,50 \text{ €/t}$ .

Die Abb. 7.16 zeigt die Lieferung von fertig gebogenen und geschnittenen Bewehrungspositionen.



Abb. 7.16: Anlieferung von Bewehrungsstahl [HÜB16]

#### 7.3.2.4 Schalung

Die Kosten für das Schalungsmaterial entstammen den Nachkalkulationen der Baufirmen.

<b>Kosten Schalung</b> (doppelhäufig, eine Schalseite; inkl. Hilfsmittel, Zubehör, Kleinteile etc.)		
Quelle	[€/m <sup>2</sup> ]	[€/m <sup>2</sup> ] für die Kalkulation
Firma A	8,50	<b>6,90 [€/m<sup>2</sup>]</b>
Firma B	6,70	
Firma C	5,50	
<i>Die Tabelle wird auf der nächsten Seite fortgesetzt.</i>		

<b>Kosten Schalung</b> (einhäutig; inkl. Abstützböcke, Hilfsmittel, Zubehör, Kleinteile etc.)		
Quelle	[€/m <sup>2</sup> ]	[€/m <sup>2</sup> ] für die Kalkulation
Firma A	12,00	<b>12,00 [€/m<sup>2</sup>]</b>

Tab. 7.31: Ermittlung der Kosten für Schalungsmaterial [HÜB16]

### 7.3.2.5 Sonstige Materialkosten

#### Beschichtetes Fugenblech

Die Baufirmen erhalten in der Regel Rabatte auf die Listenpreise von technischen Einbauteilen. Als Grundlage werden die Listenpreise der Firma Jordahl H-Bau herangezogen (siehe [PL JOR]). Folgende Einkaufspreise für beschichtete Fugenbleche wurden von Baufirmen angegeben:

<b>Kosten beschichtetes Fugenblech (Pentaflex® KB)</b>		
Quelle	[€/m]	[€/m] für die Kalkulation
Firma A	6,50	<b>6,25 [€/m]</b>
Firma C	6,00	

Tab. 7.32: Ermittlung der Kosten für das beschichtete Fugenblech [HÜB16]

Gemäß [PL JOR] beträgt der Listenpreis 9,65 €/m. Daraus lässt sich folgender Rabatt ableiten:

$$Rabatt_{\text{besch.Fugenblech}} = \left(1 - \frac{6,25}{9,65}\right) \cdot 100 \approx 35 \%$$

Es wird darauf hingewiesen, dass dieser Rabatt für die Praxis nicht allgemein gültig ist.

#### Sollbruchelement Pentaflex® FTS-Fuge

Die Abdichtung der Stoßfugen zwischen den Elementwänden geschieht im Rahmen dieser Diplomarbeit mittels Sollbruchelementen bzw. Sollrissfugenschienen (siehe Abb. 6.18 auf Seite 88). Dieser Typ wurde gewählt, da ein Verrutschen während des Betoniervorgangs ausgeschlossen ist, und somit eine zuverlässige Abdichtung gewährleistet ist.

Eine gleichzeitige Bewehrung der Stoßfugen ist nicht möglich. Dies ist aber auch nicht erforderlich, wenn die Elementwände einachsiger Spannung berechnet werden (siehe Abb. 4.2 auf Seite 23). In der Tab. 7.33 sind die Einkaufspreise für jeweils 2,40 m lange Sollbruchelemente hergeleitet. Der auf den Listenpreis gewährte Rabatt wurde von dem beschichteten Fugenblech *Pentaflex KB*<sup>®</sup> übernommen, da es sich um ein ähnliches Produkt handelt. Es wurde nicht zwischen geraden Sollbruchelementen und

Eckelementen (Pentaflex® FTS-Eck) unterschieden, da die Preisunterschiede vernachlässigbar klein sind (< 5,0 %).

Wandhöhe 2,40 m				
Wanddicke	Listenpreis	Listenpreis	Rabatt	Einkaufspreis
[cm]	[€/m]	[€/Stk.]	[%]	[€/Stk.]
25 - 30 cm	44,30	106,32	35,00	<b>69,11 €/Stk.</b>
35 - 40 cm	50,60	121,44		<b>78,94 €/Stk.</b>
45	53,98	129,55		<b>84,21 €/Stk.</b>
50	57,35	137,64		<b>89,47 €/Stk.</b>

Tab. 7.33: Ermittlung der Kosten für die Sollrissfugenschienen (h=2,40m) [HÜB16]

In Tab. 7.34 sind die Einkaufspreise für 3,40 m lange Sollbruchelemente hergeleitet. Da die Standardlänge maximal 3,0 m beträgt, wird ein Zuschlag aufgeschlagen. Beispielhaft für eine 25 cm dicke Wand lautet die Berechnung des Einkaufspreises:

$$\text{Einkaufspreis} = (44,30 \cdot 3,40 + 22,30) \cdot (1 - 0,35) = 112,40 \text{ €/Stk}$$

Wandhöhe 3,40 m					
Wanddicke	Listenpreis	Zuschlag	Listenpreis	Rabatt	Einkaufspreis
[cm]	[€/m]	[€/Stk.]	[€/Stk.]	[%]	[€/Stk.]
25 - 30	44,30	22,30	172,92	35,00	<b>112,40 €/Stk.</b>
35 - 40	50,60		194,34		<b>126,32 €/Stk.</b>
45	53,98		205,83		<b>133,79 €/Stk.</b>
50	57,35		217,29		<b>141,24 €/Stk.</b>

Tab. 7.34: Ermittlung der Kosten für die Sollrissfugenschienen (h=340m) [HÜB16]

### Wellenanker + Teller Mutter

Zur Verankerung der Abstützböcke einer einhäutigen Schalung in der Bodenplatte werden pro Bock zwei Wellenanker und zwei Teller Mutter benötigt. In Tab. 7.35 sind die Kosten dafür dargestellt.

Kosten Wellenanker + Teller Mutter		
Quelle	[€/Stk.]	[€/Stk.] für die Kalkulation
Firma A	12,00	<b>12,00 [€/Stk.]</b>

Tab. 7.35: Ermittlung der Kosten für Wellenanker + Teller Mutter [HÜB16]

Gemäß [PL JOR] betragen die Listenpreise 6,65 €/Stk. (Wellenanker) und 7,85 €/Stk. (Teller Mutter). Daraus lässt sich folgender Rabatt ableiten:

$$\text{Rabatt}_{\text{Wellenanker+Teller Mutter}} = \left(1 - \frac{12,00}{6,65 + 7,85}\right) \cdot 100 \approx 17 \%$$

Es wird darauf hingewiesen, dass dieser Rabatt für die Praxis nicht allgemein gültig ist.

**Rückbiegeanschluss<sup>232</sup>**

Für den Anschluss der Kellerinnenwände an die Kelleraußenwände (T-Stoß) sind Rückbiegeanschlüsse erforderlich. Es wird ein zweireihiger Anschluss mit Ø8/20 gewählt. Gemäß [PL JOR] beträgt der Listenpreis für dieses Einbauteil (ohne Schubverzahnung) 21,10 €/m. Auf diesen Preis wird im Rahmen der Diplomarbeit der errechnete Rabatt der Wellenanker und Tellermuttern gewährt:

$$\text{Preis}_{\text{Rückbiegeanschluss}} = (1 - 0,17) \cdot 21,10 = \mathbf{17,51 \text{ €/m}}$$

**Materialkosten: Bretter, Kantholz, Nägel, Kleinteile (Elementwandbauweise):**

Die Materialkosten für die diversen erforderliche Fugenabschalungen werden vereinfacht durch Kosten von 2,00 €/m<sup>2</sup> Wandansichtsfläche abgeschätzt. Diese Vorgehensweise wurde von der Firma A übernommen.

---

<sup>232</sup> Hinweis: Die Rückbiegeanschlüsse werden *nicht* von der FT-Firma in die Innenschale eingebaut. Die T-Fugen sind bauseits abzuschalen und die Rückbiegeanschlüsse werden von der Baufirma eingebaut.

## 7.4 Beispielhafte Berechnung der Einzelkosten

Zur besseren Nachvollziehbarkeit der in diesem Kapitel berechneten Kosten, werden in Kapitel 7.4.1 zunächst *eine* Elementwand - Konfiguration und in Kapitel 7.4.2 *eine* Ortbetonwand - Konfiguration detailliert berechnet. Die Einzelkosten aller anderen Konfigurationen werden analog mittels eines speziell dafür programmierten Excel-Tools berechnet. Alle ermittelten Einzelkosten finden sich in den Diagrammen in den Kapiteln 7.5.1 bis 7.5.3 wieder. Die Kostenverläufe in diesen Diagrammen bilden das Endergebnis der Arbeit.

### 7.4.1 Beispielhafte Berechnung der Einzelkosten - Elementwand

Die Abb. 7.17 zeigt einen Schnitt durch die in diesem Kapitel betrachtete Elementwand.

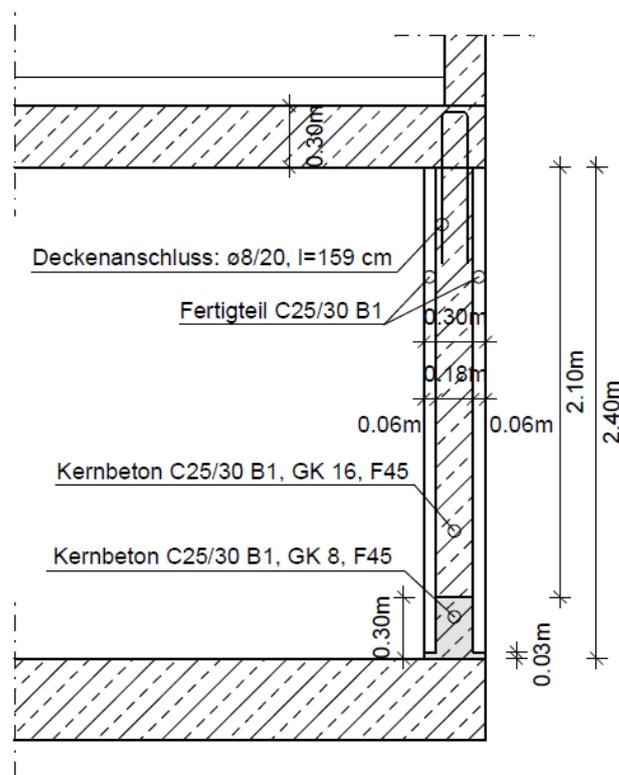


Abb. 7.17: Elementwand  $d = 30$  cm [HÜB16]

#### 1) Eingangsparameter

Die **konstanten** Parameter bzw. unveränderlichen Eigenschaften des Kellergeschoßes sind den Kapiteln 7.2.1 bis 7.2.3 zu entnehmen.

Bestimmte Parameter bzw. Eigenschaften des Kellergeschoßes sind **variabel**. Für die beispielhafte Berechnung gelten die folgenden variablen Parameter. Die in den Berechnungen verwendeten Abmessungen sind auch der Abb. 7.17 zu entnehmen.

- ◆ Außenwanddicke:  $d_{Wand} = 30 \text{ cm}$
- ◆ Konstruktionsklasse 2
- ◆ Anforderungsklassen A<sub>2</sub> und A<sub>3</sub>
- ◆ Lastfall 1 und 2
- ◆ Wasserdruck = 1,0 m
- ◆ Wandhöhe = 2,40 m ( $\hat{=}$  lotrechter Abstand zwischen Fundament - OK und Rohdecken - UK)
- ◆ Wandansichtsfläche, inkl. Bodenfuge: 288,00 m<sup>2</sup>

$$A = 120,0 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ m} = 288,00 \text{ m}^2$$

- ◆ Wandansichtsfläche, exkl. Bodenfuge: 284,40 m<sup>2</sup>

$$A_{\text{exkl.Fuge}} = 288,00 \text{ m}^2 - 0,03 \text{ m} \cdot 120,00 \text{ m} = 284,40 \text{ m}^2$$

- ◆ Innenliegende Abdichtung (Sollbruchelement Pentaflex® FTS-Fuge)
- ◆ Masse eines Elements (b = 4,80 m):

$$m_{\text{Element}} = 2 \cdot 0,06 \text{ m} \cdot (2,40 \text{ m} - 0,03 \text{ m}) \cdot 4,80 \text{ m} \cdot 2,50 \text{ t/m}^3 = 3,41 \text{ t/Element}$$

- ◆ Transportmittel: Semitiefloader (Nutzlast 20 t)
- ◆ Elemente pro Transport: 5 Stk.

$$\text{Elemente pro Transport} = \frac{20 \text{ t}}{3,41 \text{ t}} = 5,86 \text{ Stk.} \rightarrow 5 \text{ Stk.}$$

- ◆ Expositionsklasse bzw. Betonstandard des Kernbetons: B1
- ◆ Volumen Kernbeton GK 16:

$$V_{GK16} = 2,1 \text{ m} \cdot (0,3 \text{ m} - 2 \cdot 0,06 \text{ m}) \cdot 120 \text{ m} = 45,36 \text{ m}^3$$

- ◆ Höhe der Kernbeton-Anschlussmischung GK 8: 30 cm
- ◆ Volumen Kernbeton GK 8:

$$V_{GK8} = [0,30 \text{ m} \cdot 0,03 \text{ m} + (0,30 \text{ m} - 2 \cdot 0,06 \text{ m}) \cdot 0,27 \text{ m}] \cdot 120 \text{ m} = 6,91 \text{ m}^3$$

- ◆ Gesamtvolumen Kernbeton

$$V_{\text{Kernbeton}} = V_{GK8} + V_{GK16} = 45,36 \text{ m}^3 + 6,91 \text{ m}^3 = 52,27 \text{ m}^3$$

- ◆ Deckenanschlussbewehrung:  $\varnothing 8/20$ , abgewickelte Länge eines Stabs: 159 cm; 3,14 kg/(lfm-KG-Außenwand), Gesamtmasse 376,43 kg

$$m_{\text{Deckenanschl.}} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 159 \text{ cm} \cdot \frac{1}{10^6} \cdot 7850 \text{ kg/m}^3 = 3,14 \text{ kg/lfm}$$

$$m_{\text{ges,Deckenanschl.}} = 3,14 \text{ kg/lfm} \cdot 120 \text{ m} = 376,43 \text{ kg}$$

- ◆ Zu den jeweiligen Mindestbewehrungen werden 0,21 cm<sup>2</sup>/m addiert.

(Erklärung siehe Seite 146)

- ◆ Wandmindestbewehrung gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 und ÖNORM B 1991-1-1:

horizontal (innen und außen) im FT: 3,00 cm<sup>2</sup>/m (+ 0,21 cm<sup>2</sup>/m)

vertikal (außen) im FT: 3,00 cm<sup>2</sup>/m (+ 0,21 cm<sup>2</sup>/m)

- ◆ Mindestbiegebewehrung gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 und ÖNORM B 1991-1-1:

vertikal (innen) im FT:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,60 \text{ N/mm}^2}{550 \text{ N/mm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot \left( 30 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} - \frac{0,8 \text{ cm}}{2} \right) \\ \geq 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 27,1 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = 3,33 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 3,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow A_{s,min} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (+ 0,21 \text{ cm}^2/\text{m})$$

- ◆ Gitterträgertyp:

OG: 8 mm, UG: 5 mm, Diagonalen: 5 mm

Masse des Gitterträgers pro Meter: 1,533 kg/m

- ◆ Gesamtkubatur Beton:

$$V = 2,40 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 120 \text{ m} = 86,40 \text{ m}^3$$

- ◆ Bewehrungsgehalt<sup>233</sup>:

$$\text{Bewehrungsgehalt} = \frac{\text{Bewehrungsmenge}}{\text{Betonkubatur}} = \frac{2541,74 + 841,17 + 376,43}{86,40} = 43,51 \text{ kg/m}^3$$

Dieser Bewehrungsgehalt findet sich in Tab. 7.38 auf Seite 174 wieder.

## 2) Ermittlung des Elementwandpreises pro m<sup>2</sup> Wandansichtsfläche:

Die verwendeten Preise sind der Tab. 7.25 auf Seite 148 zu entnehmen.

**Grundpreis:**

$$\text{Grundpreis pro m}^2 = \text{€/m}^2 \cdot \frac{A_{\text{exkl.Fuge}}}{A} = 30,07 \text{ €/m}^2 \cdot \frac{284,40 \text{ m}^2}{288,00 \text{ m}^2} = 29,69 \text{ €/m}^2$$

<sup>233</sup> Masse der Gitterträger und Masse der Bewehrung im FT siehe Punkt 2

**Abrechnungspositionen:**

$$\text{Anrechenbare Bew. GT Innenschale} = \frac{2 \cdot A_{UG} \cdot \text{Anzahl GT pro Element}}{\text{Elementbreite}}$$

$$\text{Anrechenbare Bew. GT Innenschale} = \frac{2 \cdot 0,196 \text{ cm}^2 \cdot 10 \text{ Stk/Element}}{4,80 \text{ m}} = 0,818 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Anrechenbare Bew. GT Außenschale} = \frac{A_{OG} \cdot \text{Anzahl GT pro Element}}{\text{Elementbreite}}$$

$$\text{Anrechenbare Bew. GT Außenschale} = \frac{0,503 \text{ cm}^2 \cdot 10 \text{ Stk/Element}}{4,80 \text{ m}} = 1,047 \text{ cm}^2/\text{m}$$

*Masse Bewehrung in der Innenschale bzw. Außenschale*

$$= [(\text{Bew. vertikal} - \text{Anrechenbare Bew. GT}) \cdot \text{Länge} \cdot \text{Höhe} + \text{Bew. horizontal} \cdot \text{Höhe} \cdot \text{Länge}] \cdot \text{Dichte Stahl}$$

*Masse Bewehrung in der Innenschale*

$$\begin{aligned} &= [(3,73 \text{ cm}^2/\text{m} - 0,818 \text{ cm}^2/\text{m}) \cdot 120\text{m} \cdot (2,40\text{m} - 0,03\text{m} - 2 \cdot 0,025\text{m}) \\ &+ 3,21 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot (2,40\text{m} - 0,03\text{m}) \cdot 120\text{m}] \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{1}{10000} \\ &= 1352,72 \text{ kg} \end{aligned}$$

*Masse Bewehrung in der Außenschale*

$$\begin{aligned} &= [(3,21 \text{ cm}^2/\text{m} - 1,047 \text{ cm}^2/\text{m}) \cdot 120\text{m} \cdot (2,40\text{m} - 0,03\text{m} - 2 \cdot 0,025\text{m}) \\ &+ 3,21 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot (2,40\text{m} - 0,03\text{m}) \cdot 120\text{m}] \cdot 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{1}{10000} = 1189,02 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Masse Bewehrung im FT} = 1352,72 \text{ kg} + 1189,02 \text{ kg} = 2541,74 \text{ kg}$$

$$\text{Preis Bewehrung pro m}^2 = \frac{2541,74 \text{ kg} \cdot 0,983 \text{ €/kg}}{288,00 \text{ m}^2} = 8,68 \text{ €/m}^2$$

$$\text{Masse Gitterträger (GT)} = \text{Länge GT} \cdot \text{Masse GT/m} \cdot \text{Anzahl/Element} \cdot \text{Elementanzahl}$$

$$\text{Masse Gitterträger (GT)}$$

$$= (2,40\text{m} - 0,15\text{m} - 0,03\text{m} - 0,025\text{m}) \cdot 1,533 \text{ kg/m} \cdot 10\text{Stk/Element} \\ \cdot 25 \text{ Elemente} = 841,17 \text{ kg}$$

$$\text{Preis Gitterträger (GT) pro m}^2 = \frac{841,17 \text{ kg} \cdot 1,071 \text{ €/kg}}{288,00 \text{ m}^2} = 3,13 \text{ €/m}^2$$

$$\text{Mehrbeton} = \text{Ansichtsfläche exkl. Fuge} \cdot (\text{Schalendicke} - \text{inkludierte Schalendicke}) \\ \cdot 2 \text{ Schalen}$$

$$\text{Mehrbeton} = (120 \text{ m} \cdot (2,40\text{m} - 0,03\text{m})) \cdot (0,06 \text{ m} - 0,055\text{m}) \cdot 2 = 2,84 \text{ m}^3$$

$$\text{Preis Mehrbeton pro m}^2 = \frac{2,84 \text{ m}^3 \cdot 154 \text{ €/m}^3}{288,00 \text{ m}^2} = 1,52 \text{ €/m}^2$$

$$\text{Aufpreis Expositions-klasse pro m}^2 = \frac{\text{Ansichtsfläche exkl. Boden-fuge} \cdot 2 \text{ Schalen} \cdot \text{€/m}^2}{\text{Ansichtsfläche inkl. Boden-fuge}}$$

$$\text{Aufpreis Expositions-klasse pro m}^2 = \frac{284,40 \text{ m}^2 \cdot 2 \cdot 1,39\text{€/m}^2}{288,00 \text{ m}^2} = 2,75 \text{ €/m}^2$$

$$\text{Schrägstützenmiete pro m}^2 = \frac{\text{Ansichtsfläche exkl. Boden-fuge} \cdot \text{€/m}^2}{\text{Ansichtsfläche inkl. Boden-fuge}}$$

$$\text{Schrägstützenmiete pro m}^2 = \frac{284,40 \text{ m}^2 \cdot 0,945 \text{ €/m}^2}{288,00} = 0,93 \text{ €/m}^2$$

$$\text{Transportkosten} = \text{aufrunden} \left( \frac{\text{Elementanzahl}}{\text{Elemente pro Transport}} \right) \cdot \text{€/Transport}$$

$$\begin{aligned} \text{Transportkosten} &= \text{aufrunden} \left( \frac{25 \text{ Elemente}}{5 \text{ Elemente pro Transport}} \right) \cdot 329 \text{ €/Transport} \\ &= 1645,00 \text{ €} \end{aligned}$$

$$\text{Transportkosten pro m}^2 = \frac{1645,00 \text{ €}}{288,00 \text{ m}^2} = 5,71 \text{ €/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Gesamtpreis Elementwand} &= \text{Grundpreis} + \text{Abrechnungspositionen} \\ &= 29,69 + 8,68 + 3,13 + 1,52 + 2,75 + 0,93 + 5,71 = 52,41 \text{ €/m}^2 \end{aligned}$$

### 3) Tabellarische Kostenermittlung

In Tab. 7.36 werden die Einzelkosten pro m<sup>2</sup> Wandansichtsfläche berechnet. Die verwendeten Aufwandswerte sind in Tab. 7.13 auf Seite 132 angeführt. Die Materialkosten sind Kapitel 7.3.2 zu entnehmen.

Kostenermittlung	Wand-Typ:		EW, innenliegende Stoßfugenabdichtung, Konstruktionsklasse: Kon2, d=30cm, h=240cm, WS=100cm, LF1+2			
	Position	Einheit	Anteil Lohn [€/m²]	Anteil Sonstiges [€/m²]	Fremdl. [€/m²]	Gesamt [€/m²]
<b>Mittellohncosten (MLK)</b>	36,00	€/h				
<b>Elementwand</b>						
Preis Elementwand (inkl.: Beton+Aufzahlungen, Bewehrung im FT, Gitterträger, Schrägstützen, Transportkosten)	52,41	€/m²			52,41	52,41
<b>Vorarbeiten</b>						
<i>Reinigung der Aufstellfläche, Aufreißen Grundriss, Nivellieren, Unterlagsplatten verlegen</i>						
Aufwandswert (AW)	0,18	h/Element				
Lohnanteil (=MLK*AW*Elementanzahl/A)			0,56			0,56
<b>Versetzarbeiten</b>						
<i>Elementwände versetzen + Schrägstützen</i>						
Aufwandswert (AW)	1,09	h/Element				
Lohnanteil (=MLK*AW*Elementanzahl/A)			3,41			3,41
<b>Abdichtungsarbeiten</b>						
<i>Positionierung + Befestigung Sollbruchelement</i>						
Aufwandswert (AW)	0,20	h/Stk.				
Lohnanteil (=MLK*AW*Anzahl Fugen/A)			0,63			0,63
Materialkosten Sollbruchelement Pentaflex® FTS-Fuge	69,11	€/Stk.				
Anteil Sonstiges (=[€/Stk]*Anzahl Fugen/A)				6,00		6,00
<b>Bewehrungsarbeiten</b>						
<i>Verlegen der Deckenanschlussbewehrung</i>						
Kosten fertig verlegt (Fremdleistung)	0,90	€/kg				
(=[€/kg]*[kg]/A)					1,18	1,18
<b>Schalungsarbeiten</b>						
<i>Abschalen und Ausschalen der Bodenfugen</i>						
Aufwandswert (AW)	0,10	h/m				
Lohnanteil (=MLK*AW/h <sub>Wand</sub> )			1,50			1,50
<i>Abschalen und Ausschalen T-Fugen inkl. Rückbiegeanschlüsse</i>						
Aufwandswert (AW)	0,25	h/m				
Lohnanteil (=MLK*AW*Anzahl T-Fugen*h <sub>Wand</sub> /A)			0,45			0,45
Materialkosten: Bretter, Kantholz, Nägel, Kleinteile	2,00	€/m²		2,00		2,00
Materialkosten: Rückbiegeanschluss d8/20 (zweireihig)	17,51	€/m				
(=[€/m]*Anzahl T-Fugen*h <sub>Wand</sub> /A)				0,88		0,88
<b>Betonierarbeiten</b>						
<i>Betonieren mit Krankübel inkl. Nachverdichten</i>						
Aufwandswert (AW)	0,93	h/m³				
Lohnanteil (=MLK*AW*[V <sub>Kernbeton</sub> ]/A)			6,08			6,08
Materialkosten Kernbeton						
Berechnung: (= [€/m³]*[m³]/A)						
Basis: C25/30/XC1, GK 32, F45	52,27 m³	55,85 €/m³		10,14		10,14
AZ GK 16	45,36 m³	6,50 €/m³		1,02		1,02
AZ GK 8	6,91 m³	20,00 €/m³		0,48		0,48
AZ B1	52,27 m³	3,00 €/m³		0,54		0,54
			12,62 €/m²	21,06 €/m²	53,59 €/m²	<b>87,27 €/m²</b>

**Tab. 7.36: Kostenermittlung - EW, d = 30 cm, Kon<sub>2</sub>, Wandhöhe = 240 cm,  
Wassersäule = 100 cm, LF1+LF2, Stoßfugenabdichtung [HÜB16]**

Die ermittelten Einzelkosten von 87,27 €/m² finden sich in Abb. 7.24 auf Seite 171 wieder. Alle anderen Einzelkosten in dieser Abbildung werden analog zu der soeben durchgeführten Berechnung ermittelt.

Die Abb. 7.18 zeigt übersichtlich die Anteile der einzelnen Positionen an den in Tab. 7.36 berechneten Einzelkosten. Bei den anderen Elementwandkonfigurationen können sich die Anteile geringfügig ändern.

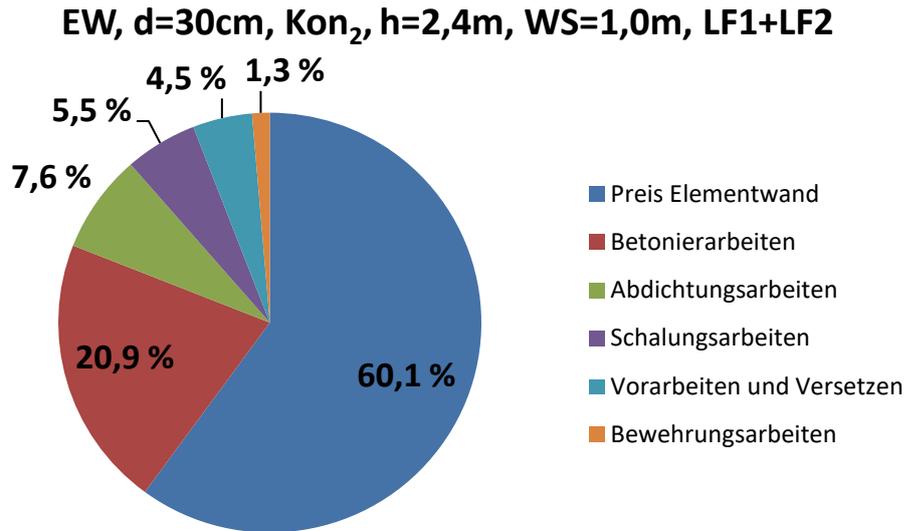


Abb. 7.18: Anteile der Positionen an den Einzelkosten - EW [HÜB16]

#### 7.4.2 Beispielhafte Berechnung der Einzelkosten - Ortbetonwand

Die Abb. 7.19 zeigt einen Schnitt durch die in diesem Kapitel betrachtete Ortbetonwand.

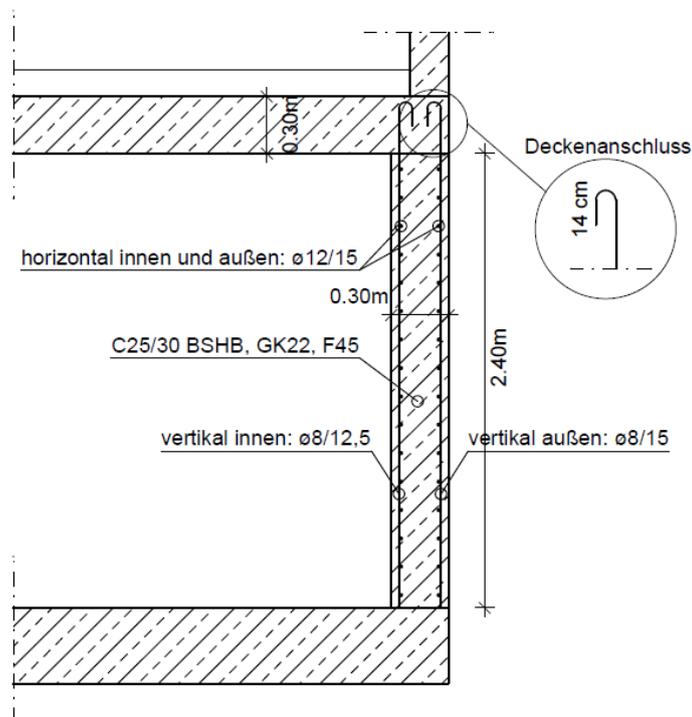


Abb. 7.19: Ortbetonwand d = 30 cm [HÜB16]

##### 1) Eingangsparameter

Die **konstanten** Parameter bzw. unveränderlichen Eigenschaften des Kellergeschoßes sind den Kapiteln 7.2.1, 7.2.2 und 7.2.4 zu entnehmen.

Bestimmte Parameter bzw. Eigenschaften des Kellergeschoßes sind **variabel**. Für die beispielhafte Berechnung gelten die folgenden variablen Parameter. Die in den Berechnungen verwendeten Abmessungen sind auch der Abb. 7.19 zu entnehmen.

- ◆ Außenwanddicke:  $d = 30 \text{ cm}$
- ◆ Konstruktionsklasse 2
- ◆ Anforderungsklassen  $A_2$  und  $A_3$
- ◆ Lastfall 1 und 2
- ◆ Wasserdruck = 1,0 m
- ◆ Wandhöhe = 240 cm (lotrechter Abstand zwischen Fundament - OK und Rohdecken - UK)
- ◆ Wandansichtsfläche innen:  $288,00 \text{ m}^2$

$$A = 120,0 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ m} = 288,00 \text{ m}^2$$

- ◆ Innenliegende Abdichtung der vertikalen Arbeitsfugen: Beschichtetes Fugenblech Pentaflex® KB
- ◆ Expositionsklasse bzw. Betonstandard: BS H B gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen
- ◆ Volumen Beton:

$$V_{\text{Beton}} = 2,40 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 120 \text{ m} = 86,40 \text{ m}^3$$

- ◆ Betondeckung:  $c = 3,0 \text{ cm}$  (gemäß ÖNORM B 1992-1-1)
- ◆ Rissbreitenbeschränkende Mindestbewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen:

horizontal (innen und außen):  $\emptyset 12/15$  ( $\cong 7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- ◆ Wandmindestbewehrung gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 und ÖNORM B 1991-1-1:

vertikal (außen):  $3,00 \text{ cm}^2/\text{m}$  erforderlich.

gewählt:  $\emptyset 8/15$  ( $\cong 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- ◆ Mindestbiegebewehrung gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 und ÖNORM B 1991-1-1:

vertikal (innen):

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,60 \text{ N/mm}^2}{550 \text{ N/mm}^2} \cdot 100 \text{ cm} \cdot \left( 30 \text{ cm} - 3,0 \text{ cm} - \frac{0,8 \text{ cm}}{2} \right) \\ \geq 0,0013 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 26,6 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = 3,27 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 3,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow A_{s,min} = 3,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählt:  $\varnothing 8/12,5$  ( $\cong 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- ◆ Abstandhalter (Wandhaken, siehe Abb. 7.20): 1 Stk./m<sup>2</sup> gemäß ÖNORM B 1992-1-1, Tabelle 4



Abb. 7.20: Abstandhalter - Wandhaken [HÜB16]

Der Durchmesser der Wandhaken beträgt, unabhängig von der Wanddicke, immer 8 mm. Die Länge der beiden kurzen Schenkel beträgt immer 11 cm. Die Länge des langen Schenkels errechnet sich in diesem Fall zu:

$$l = d - 2 \cdot c = 30 \text{ cm} - 2 \cdot 3,0 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

Die Gesamtmasse der Wandhaken beträgt:

$$m = (0,11 \cdot 2 + 0,24) \cdot (0,004^2 \cdot \pi) \cdot 288 \text{ Stk.} \cdot 7850 \text{ kg/m}^3 = 52,27 \text{ kg}$$

- ◆ Übergreifungsstoßlänge der horizontalen Bewehrung ( $\varnothing 12 \text{ mm}$ ): 65,0 cm

Bemessungswert der Verbundfestigkeit:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{1,8}{1,5} = 2,70 \text{ N/mm}^2$$

Grundwert der Verankerungslänge:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1,20}{4} \cdot \frac{478,26}{2,70} = 53,14 \text{ cm}$$

Mindestverankerungslänge Zug:

$$l_{b,min} = \text{Maximum}(0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \varnothing; 10 \text{ cm})$$

$$l_{b,min} = 15,94 \text{ cm}$$

Bemessungswert der Verankerungslänge:

$$l_{bd} = \alpha_1 \div \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{c_d - d_s}{d_s} = 1 - 0,15 \cdot \frac{3,0 - 1,2}{1,2} = 0,775$$

$$l_{bd} = 0,775 \cdot 53,14 \geq 15,94$$

$$l_{bd} = 41,18 \text{ cm}$$

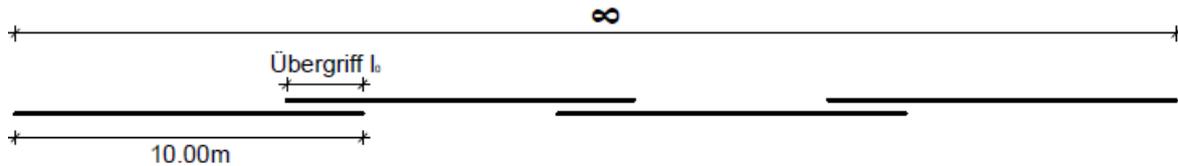
Übergreifungsstoßlänge (100% der Bewehrung werden gestoßen):

$$l_0 = \alpha_6 \cdot l_{bd} = 1,5 \cdot 41,18 = 61,78 \text{ cm}$$

gewählt: 65,0 cm

- ◆ Faktor zur Berücksichtigung der Übergreifungsstöße: 1,0695

Um bei der Ermittlung der Masse der Bewehrung die Übergreifungsstöße zu berücksichtigen, wird ein Faktor  $f$  eingeführt. Mit diesem wird die abgewickelte Wandlänge multipliziert. Die Annahmen für die Herleitung des Faktors  $f$  sind in Abb. 7.21 dargestellt.



**Abb. 7.21: Übergreifungsstoß [HÜB16]**

$$f = \frac{\infty \cdot 10,00 \text{ m}}{\infty \cdot 10,00 \text{ m} - 0,65 \text{ m} \cdot (\infty - 1)} = 1,0695$$

Für eine fiktive abgewickelte Länge von  $\infty$  konvergiert der Faktor gegen 1,0695. Dieser wird bei der Berechnung der Masse der Bewehrung berücksichtigt.

- ◆ Bewehrungsmenge (innen und außen, vertikal und horizontal):

$$m = f \cdot 2 \cdot \frac{A_{s,hor}}{10000} \cdot h_{Geschoß} \cdot l_{abgew} \cdot \rho_{Stahl} + \frac{(A_{s,vert,i} + A_{s,vert,a})}{10000} \cdot (h_{Geschoß} + h_{Decke} - c_{Decke} + 0,14) \cdot l_{abgew} \cdot \rho_{Stahl} + m_{Haken}$$

$$m = 1,0695 \cdot 2 \cdot \frac{7,54}{10000} \cdot 2,4 \cdot 120 \cdot 7850 + \frac{(4,02 + 3,35)}{10000} \cdot (2,4 + 0,3 - 0,025 + 0,14) \cdot 120 \cdot 7850 + 52,27 = 5652,90 \text{ kg}$$

- ◆ Bewehrungsgehalt:

$$Bewehrungsgehalt = \frac{Bewehrungsmenge}{Betonkubatur} = \frac{5652,90}{86,40} = 65,43 \text{ kg/m}^3$$

Dieser Bewehrungsgehalt findet sich in Tab. 7.38 auf Seite 174 wieder.

## 2) Tabellarische Kostenermittlung

In Tab. 7.37 werden die Einzelkosten pro m<sup>2</sup> Wandansichtsfläche berechnet. Die verwendeten Aufwandswerte sind in Tab. 7.15 auf Seite 136 angeführt. Die Materialkosten sind Kapitel 7.3.2 zu entnehmen.

Kostenermittlung	Wand-Typ:		OB-Wand, doppelhäufige Schalung, Konstruktionsklasse: Kon2, d=30cm, h=240cm, WS=100cm, LF1+LF2		
	Position	Einheit	Anteil Lohn [€/m <sup>2</sup> ]	Anteil Sonstiges [€/m <sup>2</sup> ]	Gesamt [€/m <sup>2</sup> ]
<b>Mittellohnkosten (MLK)</b>	36,00	€/h			
<b>Vorarbeiten</b>					
<i>Reinigung Aufstellfläche + Aufreißen Grundriss</i>					
Aufwandswert (AW)	0,02	h/m			
Lohnanteil (=MLK*AW/h <sub>Wand</sub> )			0,30		0,30
<b>Schalungsarbeiten</b>					
<i>Erstzusammenbau, Einschalen, Ausschalen, Reinigen, Ölen, Arbeitsfugen abschalen, Fugenbleche einbauen, Rückbiegeanschlüsse einbauen</i>					
Aufwandswert gesamt, eine Schalseite (AW)	0,52	h/m <sup>2</sup>			
Lohnanteil (=MLK*AW*2 m <sup>2</sup> )			37,44		37,44
Materialkosten pro m <sup>2</sup> (inkl. Schalungsmiete, Holz gekauft, Kleinteile gekauft)	6,90	€/m <sup>2</sup>			
Anteil Sonstiges (=€/m <sup>2</sup> *2m <sup>2</sup> )				13,80	13,80
<b>Bewehrungsarbeiten</b>					
<i>Wandbewehrung verlegen (Eigenpersonal)</i>					
Aufwandswert (AW)	17,31	h/t			
Lohnanteil (=MLK*(AW/1000)*[kg]/A)			12,23		12,23
Materialkosten Bewehrung pro kg (zzgl. Transport)	0,60	€/kg			
Transportkosten	14,50	€/t			
Anteil Sonstiges (=(€/kg)*[kg]+[€/t]*[t])/A)				12,06	12,06
Materialkosten Rückbiegeanschluss d8/20 (zweireihig)	17,51	€/m			
Anteil Sonstiges (=[€/m]*Anzahl T-Fugen*h <sub>Wand</sub> /A)				0,88	0,88
<b>Abdichtung</b>					
Materialkosten Fugenband/Fugenblech	6,25	€/m			
Anteil Sonstiges (=[€/m]*Anzahl AF*h <sub>Wand</sub> /A)				0,63	0,63
<b>Betonierarbeiten</b>					
<i>Betonieren mit Krankübel inkl. Nachverdichten</i>					
Aufwandswert (AW)	0,81	h/m <sup>3</sup>			
Lohnanteil (=MLK*AW*V <sub>Beton</sub> /A)			8,75		8,75
Materialkosten Beton					
Berechnung:	(=[€/m <sup>3</sup> ]*[m <sup>3</sup> ]/A)				
Basis: C25/30/XC2, GK 32, F45	86,40 m <sup>3</sup>	55,85 €/m <sup>3</sup>		16,76	16,76
AZ GK 22	86,40 m <sup>3</sup>	2,00 €/m <sup>3</sup>		0,60	0,60
AZ BSHB	86,40 m <sup>3</sup>	15,00 €/m <sup>3</sup>		4,50	4,50
			58,72 €/m <sup>2</sup>	49,22 €/m <sup>2</sup>	<b>107,94 €/m<sup>2</sup></b>

**Tab. 7.37: Kostenermittlung - OB, d = 30 cm, Kon<sub>2</sub>, Wandhöhe = 240 cm,  
Wassersäule = 100 cm, LF1+LF2 [HÜB16]**

Die ermittelten Einzelkosten von 107,94 €/m<sup>2</sup> finden sich in Abb. 7.24 auf Seite 171 wieder. Alle anderen Einzelkosten in dieser Abbildung werden analog zu der soeben durchgeführten Berechnung ermittelt.

Die Abb. 7.22 zeigt übersichtlich die Anteile der einzelnen Positionen an den in Tab. 7.37 berechneten Einzelkosten. Bei den anderen Ortbetonwandkonfigurationen können sich die Anteile geringfügig ändern.

### OB, d=30cm, Kon<sub>2</sub>, h=2,4m, WS=1,0m, LF1+LF2

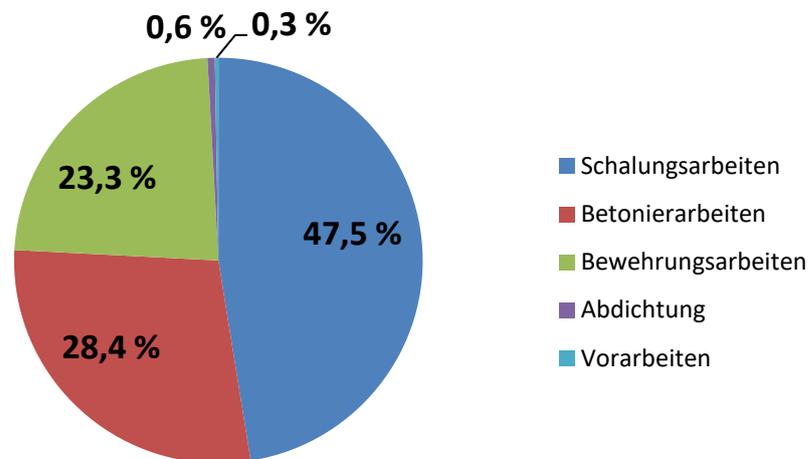


Abb. 7.22: Anteile der Positionen an den Einzelkosten - OB [HÜB16]

## 7.5 Parameterstudie

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Arbeit, graphisch und in Zahlen ausgedrückt, dargelegt. Es handelt sich um die Einzelkosten für die Herstellung der Kelleraußenwände. Die den Berechnungen zugrunde gelegten Randbedingungen sind dem Kapitel 7.2 zu entnehmen. Die verwendeten Aufwandswerte und Materialkosten sind in Kapitel 7.3 aufgelistet.

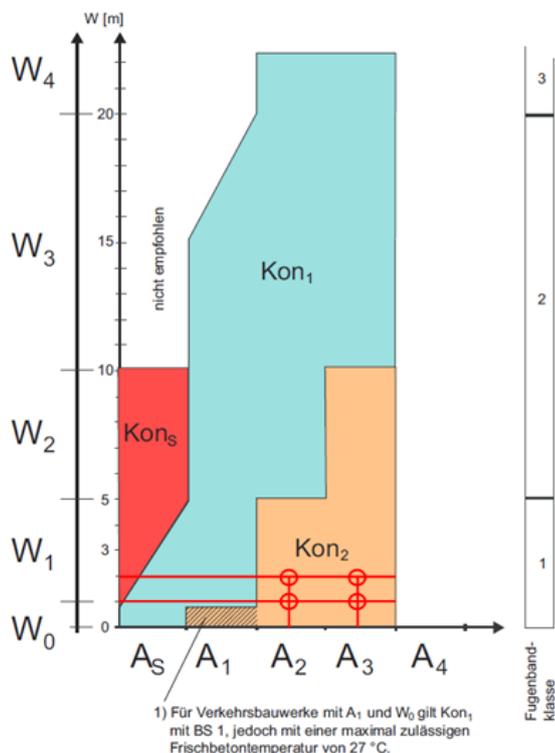
Zusätzlich wird für jede Wandkonfiguration der Bewehrungsgehalt (kg/m<sup>3</sup>) angegeben. Dieser Parameter dient in der Kalkulationspraxis zur Bewertung der voraussichtlich benötigten Bewehrungsmenge. Die Bauteilquerschnitte und somit die Betonkubatur (m<sup>3</sup>) sind bereits in der Einreichphase durch die statische Vorbemessung<sup>234</sup> weitgehend fixiert. Somit kann bereits zu diesem Zeitpunkt mit Hilfe des Bewehrungsgehalts die einzubauende Bewehrungsmasse (kg) abgeschätzt werden. Je näher dieser auf Erfahrungswerten beruhende Bewehrungsgehalt dem nach Rohbaufertigstellung festgestellten Gehalt ist, desto zutreffender war die Kalkulation.

Die in dieser Arbeit ermittelten Bewehrungsgehalte sollen für Kalkulanten in der Praxis ein unterstützendes Instrument darstellen. In den Kapiteln 7.5.1 und 7.5.3 werden die Ergebnisse, getrennt nach Konstruktionsklassen, angeführt.

<sup>234</sup> In Wien ist die *statische Vorbemessung einschließlich des Fundierungskonzepts* eine Voraussetzung für die Baubewilligung.

### 7.5.1 Konstruktionsklasse 2

Gemäß Abb. 7.23 ergibt sich die Konstruktionsklasse  $Kon_2$  für beide Wasserdruckhöhen bei den Anforderungsklassen  $A_2$  und  $A_3$ .



**Abb. 7.23: Klassifizierung - Konstruktionsklasse 2 [ÖBV RL - Weiße Wannen]**

Für eine Wandhöhe von 2,40 m (bei  $Kon_2$ ) sind die berechneten Einzelkosten der Abb. 7.24 zu entnehmen. Es sind vier Kostenverläufe zu sehen, wobei die Kosten mit zunehmender Wanddicke streng monoton steigen. Dieses Monotonieverhalten ist unabhängig von der eingesetzten Bauweise gegeben. Die unteren beiden Kurven beschreiben die Einzelkosten der Elementwandbauweise, welche offensichtlich billiger ist, als die Ortbetonbauweise. Zwischen der Variante mit Sollbruchelementen (Pentaflex<sup>®</sup> FTS - Fuge) und der mit rissbreitenbeschränkenden Stoßfugenbewehrung bestehen Kostenunterschiede zwischen 0,26 €/m<sup>2</sup> (bei 35 cm Wanddicke) und 2,47 €/m<sup>2</sup> (bei 50 cm Wanddicke). Mehrere Parameter führen zu den Kostenunterschieden dieser Varianten (siehe hierzu Kapitel 7.6.1).

Bei der Ortbetonbauweise ist, anders als bei Halbfertigteilen, eine deutliche Änderung der Steigung (= Knick) im Kostenverlauf feststellbar. Beim Übergang von 40 auf 45 cm Wanddicke wird statt des Betonstandards BS H B, der Standard BS 2 A erforderlich. Die Aufzahlung für letzteren beträgt 5 €/m<sup>3</sup> mehr als für BS H B (siehe Tab. 7.27 auf Seite 149). Des Weiteren erhöht sich die Betondeckung von 3,0 auf 3,5 cm, weshalb mehr

Bewehrung zur Aufnahme der Zwangsschnittgrößen einzubauen ist.<sup>235</sup> Sollte die Betondeckung nicht erhöht werden, ist die sprunghafte Änderung der Steigung dennoch vorhanden, jedoch ist diese nicht so deutlich ausgebildet. Der Lastfall 1 verursacht bei 2,40 m hohen Wänden dieselben Einzelkosten wie der Lastfall 2. Weitere erläuternde Details die Abb. 7.24 betreffend sind dem Kapitel 7.6.1 zu entnehmen.

Die Einzelkosten für eine Wandhöhe von 3,40 m (bei Kon<sub>2</sub>) sind in Abb. 7.25 dargestellt. Für dieses Diagramm gelten ebenfalls die soeben erwähnten Punkte, wobei die unterschiedlichen Lastfälle nun durchaus eine Auswirkung auf die Kosten haben. Es ist nämlich die günstige Wirkung einer vertikalen Belastung der Kelleraußenwand ersichtlich. Bei Wanddicken von 25 und 30 cm ist die erforderliche Bewehrung zur Einhaltung der Rissbreite ( $w_k = 0,25$  mm, ausgelöst durch Last) beim LF 2 geringer als beim LF 1 (siehe Kapitel 7.2.6). Als Folge ergeben sich für diese beiden Wanddicken bei der Elementwandbauweise beim LF 2 geringere Einzelkosten. Ab einer Wanddicke von 35 cm sind die Kostenverläufe der beiden Lastfälle ident. Bei den Ortbetonvarianten ist der Lastfall irrelevant, da in vertikaler Richtung die massive Bewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen eingebaut ist. Diese reicht in jedem Fall zur Einhaltung der Rissbreite von 0,30 mm (ausgelöst durch Last) aus<sup>236</sup>. Ergänzende Erläuterungen zur Abb. 7.25 sind dem Kapitel 7.6.1 zu entnehmen.

---

<sup>235</sup> Bei 3,5 cm Betondeckung werden zur Bewehrungsermittlung die Diagramme für eine Betondeckung von  $c = 4,0$  cm verwendet (siehe ÖBV RL - Weiße Wannen, Abschnitt 4.4.2).

<sup>236</sup> Siehe Kapitel 7.2.8; 0,30 mm gemäß [ÖBV RL - Weiße Wannen] Abschnitt 4.4.2

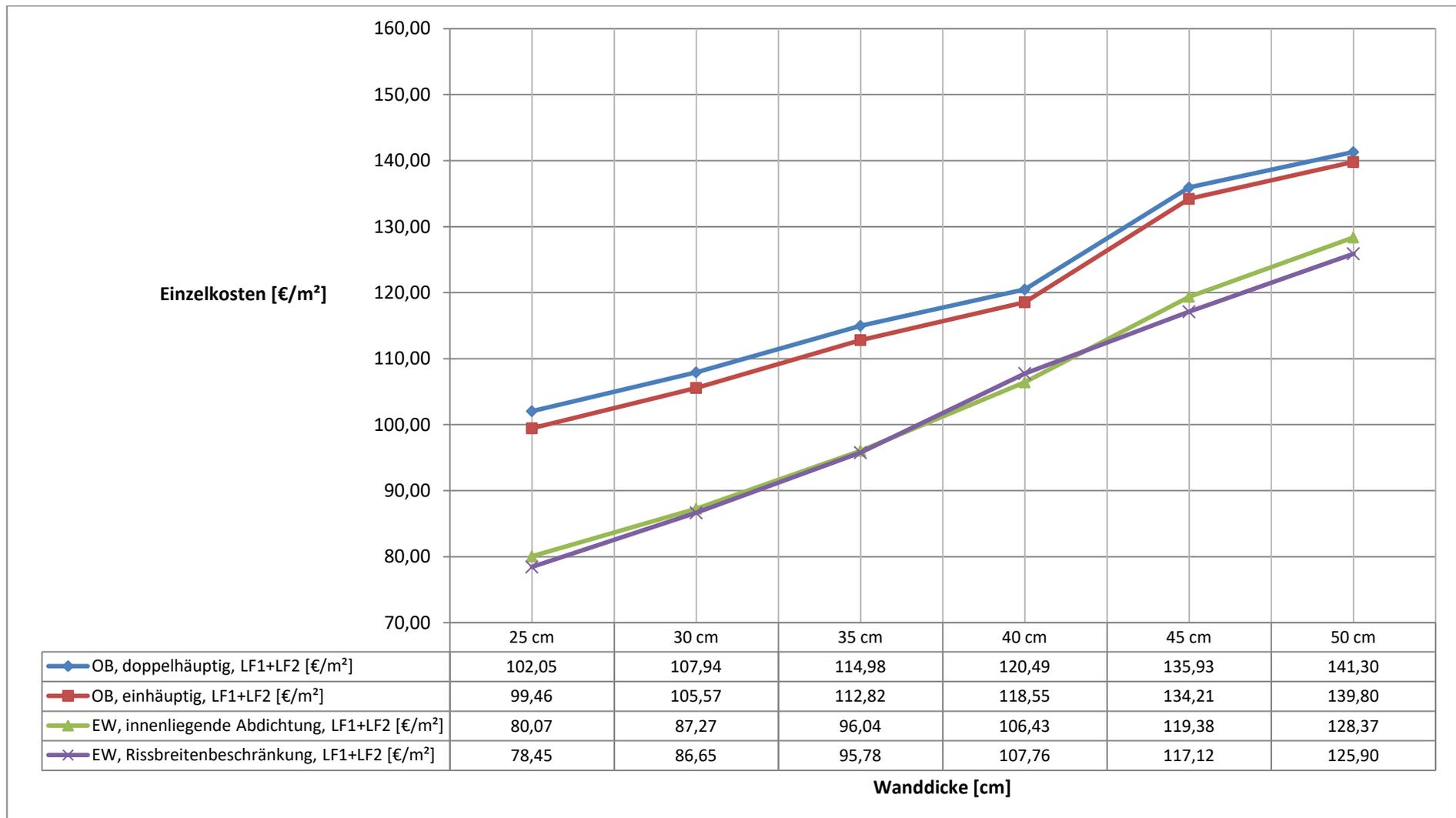


Abb. 7.24: Einzelkosten: Kon<sub>2</sub>, Wandhöhe = 240 cm, Wassersäule = 100 cm [HÜB16]

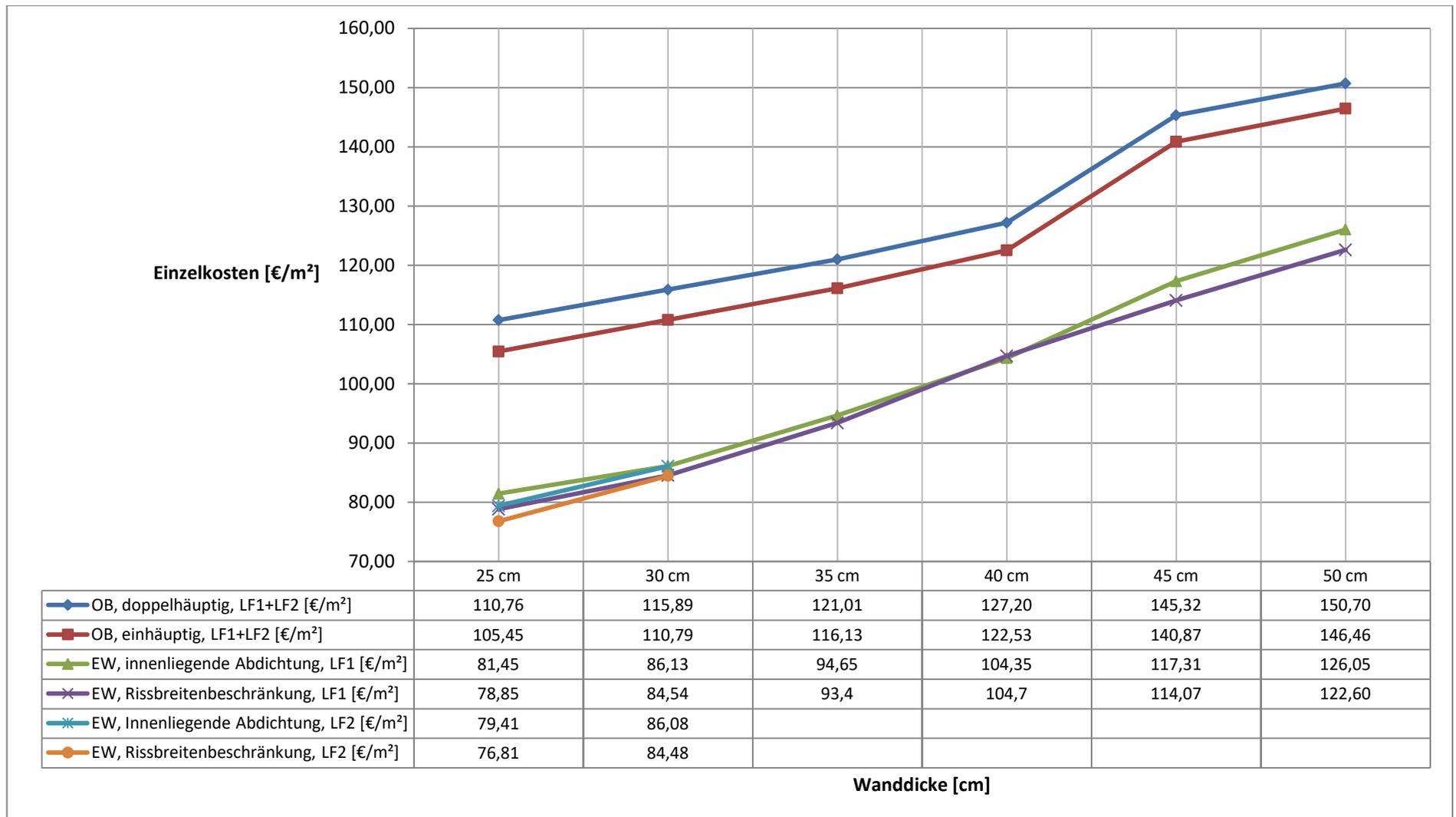
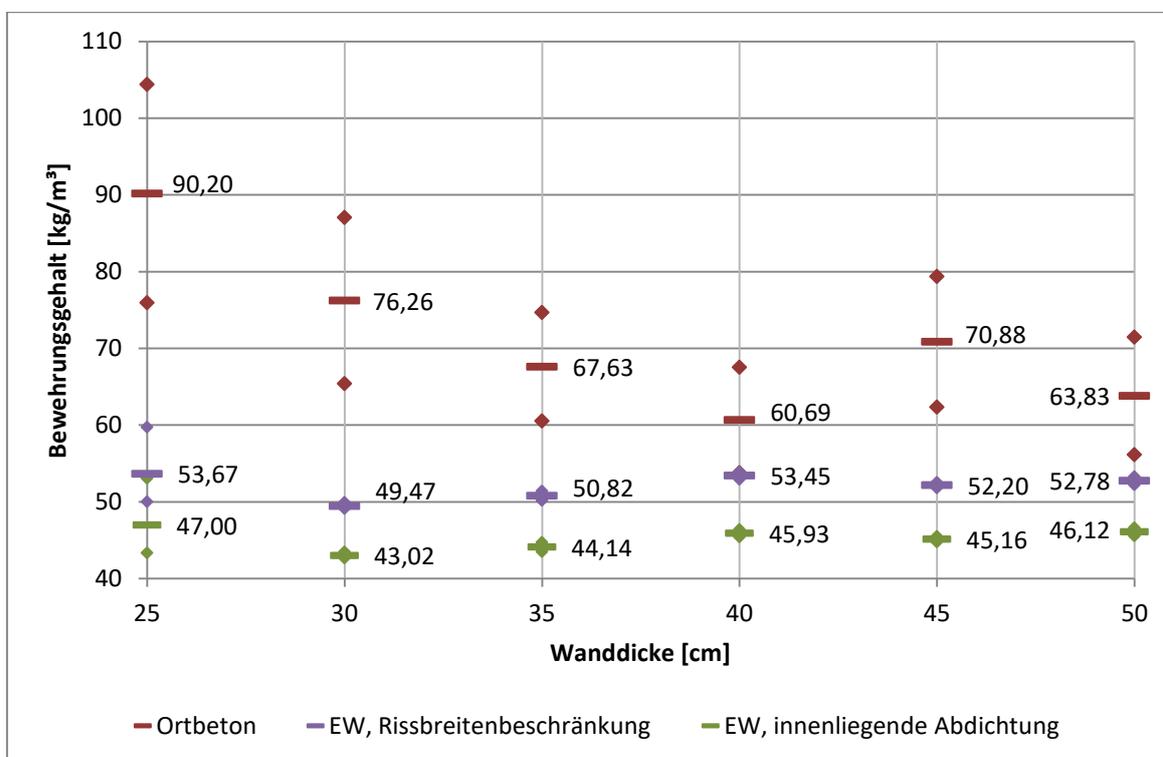


Abb. 7.25: Einzelkosten: Kon<sub>2</sub>, Wandhöhe = 340 cm, Wassersäule = 200 cm [HÜB16]

Die Abb. 7.26 zeigt den Bewehrungsgehalt der Kelleraußenwände bei  $\text{Kon}_2$  in Abhängigkeit von deren Wanddicke. Die eingetragenen Werte entstammen Tab. 7.38 und Tab. 7.39. Es sind die Extremwerte (Maxima und Minima - rautenförmige Punkte), sowie die Mittelwerte (horizontale Balken) dargestellt. Letztere sind im Diagramm zahlenmäßig ausgedrückt.



**Abb. 7.26: Bewehrungsgehalt bei  $\text{Kon}_2$  - Maxima, Minima und Mittelwerte [HÜB16]**

Der Bewehrungsgehalt der Elementwände beinhaltet die in den FT-Platten eingebaute Bewehrung, die Gitterträger, die Deckenanschlussbewehrung sowie die Stoßfugenbewehrung (jedoch *keine* Traganker). Bei der Ortbetonbauweise werden das beidseitige, orthogonale Bewehrungsnetz und die Wandhaken berücksichtigt. Als Deckenanschlussbewehrung dient die lotrechte Bewehrung (siehe Abb. 7.19 auf Seite 163). Die Übergreifungsstöße der horizontalen Bewehrung werden in Abhängigkeit vom Durchmesser ebenfalls mit einberechnet (siehe Tab. 7.9 auf Seite 124). Bei beiden Bauweisen wird der Bewehrungsanschluss (Steckeisen - siehe Position 2 in Abb. 6.6 auf Seite 78) in die Wände des darüber liegenden Geschoßes (EG) *nicht* berücksichtigt. Um diese Steckeisen bestimmen zu können, wäre eine individuelle statische und dynamische<sup>237</sup> Berechnung erforderlich.

Betrachtet man Abb. 7.26, so kann man bei der Ortbetonbauweise bis zu einer Wanddicke von 40 cm einen Abfall des Bewehrungsgehalts feststellen. Die Betonkubatur nimmt zu, während die einzulegende Bewehrung nahezu konstant bleibt. Auffällig ist die

<sup>237</sup> Oftmals ist der Lastfall *Erdbeben* bei den Bauteilen über der Decke KG maßgebend.

Erhöhung des Bewehrungsgehalts bei der Ortbetonbauweise beim Übergang von 40 auf 45 cm Wanddicke. Die Ursache ist die eingebaute Bewehrung von Ø14/15 ( $\cong 10,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) bei 45 cm, während bei 40 cm Wanddicke lediglich Ø10/10 ( $\cong 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) erforderlich sind. Die 50 cm dicken Ortbetonwände beinhalten ebenfalls Ø14/15, jedoch bei mehr Betonkubatur als die 45 cm dicken Wände. Folglich sinkt der Bewehrungsgehalt wieder. Der Abstand zwischen den Minima und Maxima bei der Ortbetonbauweise ergibt sich aus dem Umstand, dass bei Wasserdruckklasse  $W_1$  auch in vertikaler Richtung die Bewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen einzubauen ist. Bei einhäutigen und doppelhäutigen Schalungen unterscheidet sich der Bewehrungsgehalt nicht, vorausgesetzt die Betonkubatur ist dieselbe.

Dagegen verhält sich der Bewehrungsgehalt bei der Elementwandbauweise *annähernd* konstant. Hier ist in den FT-Platten keine Bewehrung zur Aufnahme von Zwangsschnittgrößen erforderlich. Auch beim Einbau von rissbreitenbeschränkender Stoßfugenbewehrung, welche mit zunehmender Wanddicke steigt (siehe Tab. 7.6 auf Seite 122), lässt sich keine markante Änderung des Bewehrungsgehalts feststellen. Nachvollziehbar ist, dass der Bewehrungsgehalt bei der Ausführung unbewehrter Stoßfugen niedriger ist als beim Einbau von Bewehrungskörben.

	25 cm	30 cm	35 cm	40 cm	45 cm	50 cm
Ortbetonwand	75,97	65,43	60,56	53,82	62,37	56,17
EW, innenliegende Abdichtung, LF 1 + LF 2	43,37	43,51	44,75	46,42	45,53	46,65
EW, Rissbreitenbeschränkung, LF 1 + LF 2	50,04	49,96	51,43	53,94	52,57	53,31

Tab. 7.38: Bewehrungsgehalte in  $[\text{kg}/\text{m}^3]$  zu Abb. 7.24 [HÜB16]

	25 cm	30 cm	35 cm	40 cm	45 cm	50 cm
Ortbetonwand	104,42	87,08	74,7	67,56	79,39	71,49
EW, innenliegende Abdichtung, LF 1	53,09	42,87	43,53	45,44	44,79	45,58
EW, Rissbreitenbeschränkung, LF 1	59,76	49,32	50,2	52,95	51,83	52,24
EW, innenliegende Abdichtung, LF 2	44,54	42,69				
EW, Rissbreitenbeschränkung, LF 2	51,21	49,14				

Tab. 7.39: Bewehrungsgehalte in  $[\text{kg}/\text{m}^3]$  zu Abb. 7.25 [HÜB16]

## 7.5.2 Konstruktionsklasse 1 bei Anforderungsklasse $A_1$

Die Konstruktionsklasse  $Kon_1$  ergibt sich für die untersuchten Wasserdruckhöhen bei der Anforderungsklasse  $A_1$  und bei der Anforderungsklasse  $A_3$ . Zwischen diesen beiden Anforderungsklassen muss jedoch trotz gleicher resultierender Konstruktionsklasse unterschieden werden.

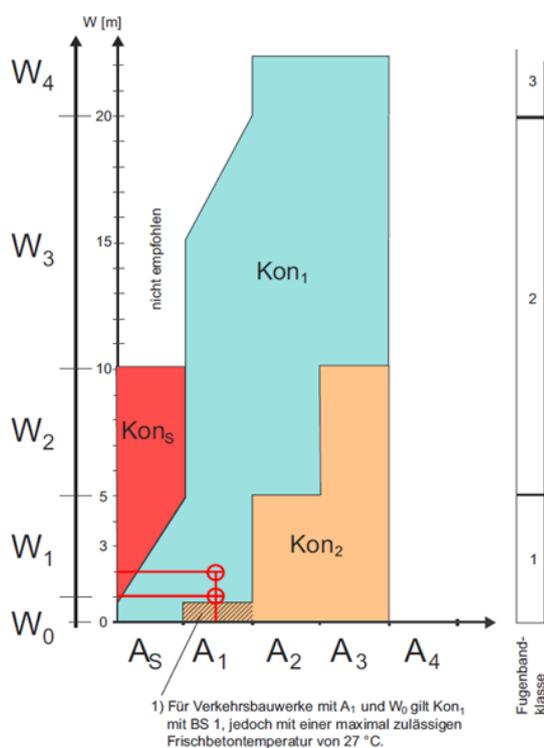
Der Grund ist ein Absatz auf Seite 13 der [ÖBV RL - Weiße Wannen] (Zitat):

„Für eingeschossige Hauskeller der Anforderungsklassen  $A_1$  bis  $A_3$  und der Wasserdruckklasse  $W_0$  kann auf die lotrechte Mindestbewehrung zur Aufnahme der Zwangsschnittgrößen aus dem Abfließen der Hydratationswärme verzichtet werden.“

Das bedeutet:

- ◆ Bei der Wandhöhe von 3,4 m (Wasserdruckhöhe = 2,0 m, Wasserdruckklasse  $W_1$ ) ist **immer** auch die vertikale Bewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen einzulegen.
- ◆ Bei der Wandhöhe von 2,4 m (Wasserdruck = 1,0 m, Wasserdruckklasse  $W_0$ ) ist **nur bei der Anforderungsklasse  $A_s$**  auch in vertikaler Richtung die Bewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen einzulegen.

Für die Wandhöhe von 2,4 m ergeben sich somit bei  $A_s$  und  $A_1$  unterschiedliche Einzelkosten. Folglich ist die Unterscheidung in die beiden Anforderungsklassen gerechtfertigt. Die Abb. 7.27 zeigt die Klassifizierungen, welche in diesem Kapitel behandelt werden. Die Anforderungsklasse  $A_s$  wird im Kapitel 7.5.3 untersucht.



**Abb. 7.27: Klassifizierung - Konstruktionsklasse 1 ( $A_1$ ) [ÖBV RL - Weiße Wannen]**

Die Abb. 7.28 stellt die Einzelkosten bei Kon<sub>1</sub> und A<sub>1</sub> bei einer Wandhöhe von 2,40 m dar. Es sind vier Kostenverläufe abgebildet, wobei die Kosten mit zunehmender Wanddicke streng monoton steigen. Dieses Monotonieverhalten ist unabhängig von der eingesetzten Bauweise gegeben. Die unteren beiden Kurven beschreiben die Einzelkosten der Elementwandbauweise, welche offensichtlich billiger ist als die Ortbetonbauweise. Zwischen der Variante mit Sollbruchelementen (Pentaflex<sup>®</sup> FTS - Fuge) und der mit rissbreitenbeschränkenden Stoßfugenbewehrung bestehen Kostenunterschiede zwischen 0,20 €/m<sup>2</sup> (bei 30 cm Wanddicke) und 1,62 €/m<sup>2</sup> (bei 25 cm Wanddicke). Mehrere Parameter führen zu den Kostenunterschieden dieser Varianten (siehe hierzu Kapitel 7.6.1).

Bei der Ortbetonbauweise ist, anders als bei Halbfertigteilen, eine deutliche Änderung der Steigung (= Knick) im Kostenverlauf feststellbar. Beim Übergang von 40 auf 45 cm Wanddicke wird statt des Betonstandards BS H B, der Standard BS 1 A erforderlich. Die Aufzahlung für letzteren beträgt 15 €/m<sup>3</sup> mehr, als für BS H B (siehe Tab. 7.27 auf Seite 149). Des Weiteren erhöht sich die Betondeckung von 3,0 auf 3,5 cm, weshalb mehr Bewehrung zur Aufnahme der Zwangsschnittgrößen einzubauen ist.<sup>238</sup> Sollte die Betondeckung nicht erhöht werden, ist die sprunghafte Änderung der Steigung dennoch vorhanden, jedoch ist diese nicht so deutlich ausgebildet. Der Lastfall 1 verursacht bei 2,40 m hohen Wänden dieselben Einzelkosten wie der Lastfall 2. Weitere erläuternde Details, die Abb. 7.28 betreffend, sind dem Kapitel 7.6.1 zu entnehmen.

Die Einzelkosten für eine Wandhöhe von 3,40 m sind in Abb. 7.29 dargestellt. Für dieses Diagramm gelten ebenfalls die soeben erwähnten Punkte, wobei die unterschiedlichen Lastfälle nun durchaus eine Auswirkung auf die Kosten haben. Es ist nämlich die günstige Wirkung einer vertikalen Belastung der Kelleraußenwand ersichtlich. Bei Wanddicken von 25 und 30 cm ist die erforderliche Bewehrung zur Einhaltung der Rissbreite ( $w_k = 0,20$  mm, ausgelöst durch Last) beim LF 2 geringer als beim LF 1 (siehe Kapitel 7.2.6). Als Folge ergeben sich für diese beiden Wanddicken bei der Elementwandbauweise beim LF 2 geringere Einzelkosten. Ab einer Wanddicke von 35 cm sind die Kostenverläufe der beiden Lastfälle ident. Bei den Ortbetonvarianten ist der Lastfall irrelevant, da in vertikaler Richtung die massive Bewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen eingebaut ist. Diese reicht in jedem Fall zur Einhaltung der Rissbreite von 0,30 mm (ausgelöst durch Last) aus.<sup>239</sup> Ergänzende Erläuterungen zur Abb. 7.29 sind dem Kapitel 7.6.1 zu entnehmen.

Die zur Abb. 7.28 und Abb. 7.29 zugehörigen Bewehrungsgehalte werden im nachfolgenden Kapitel 7.5.3 behandelt.

---

<sup>238</sup> Bei 3,5 cm Betondeckung werden zur Bewehrungsermittlung die Diagramme für eine Betondeckung von  $c = 4,0$  cm verwendet (siehe ÖBV RL - Weiße Wannen, Abschnitt 4.4.2).

<sup>239</sup> Siehe Kapitel 7.2.8; 0,30 mm gemäß [ÖBV RL - Weiße Wannen] Abschnitt 4.4.2

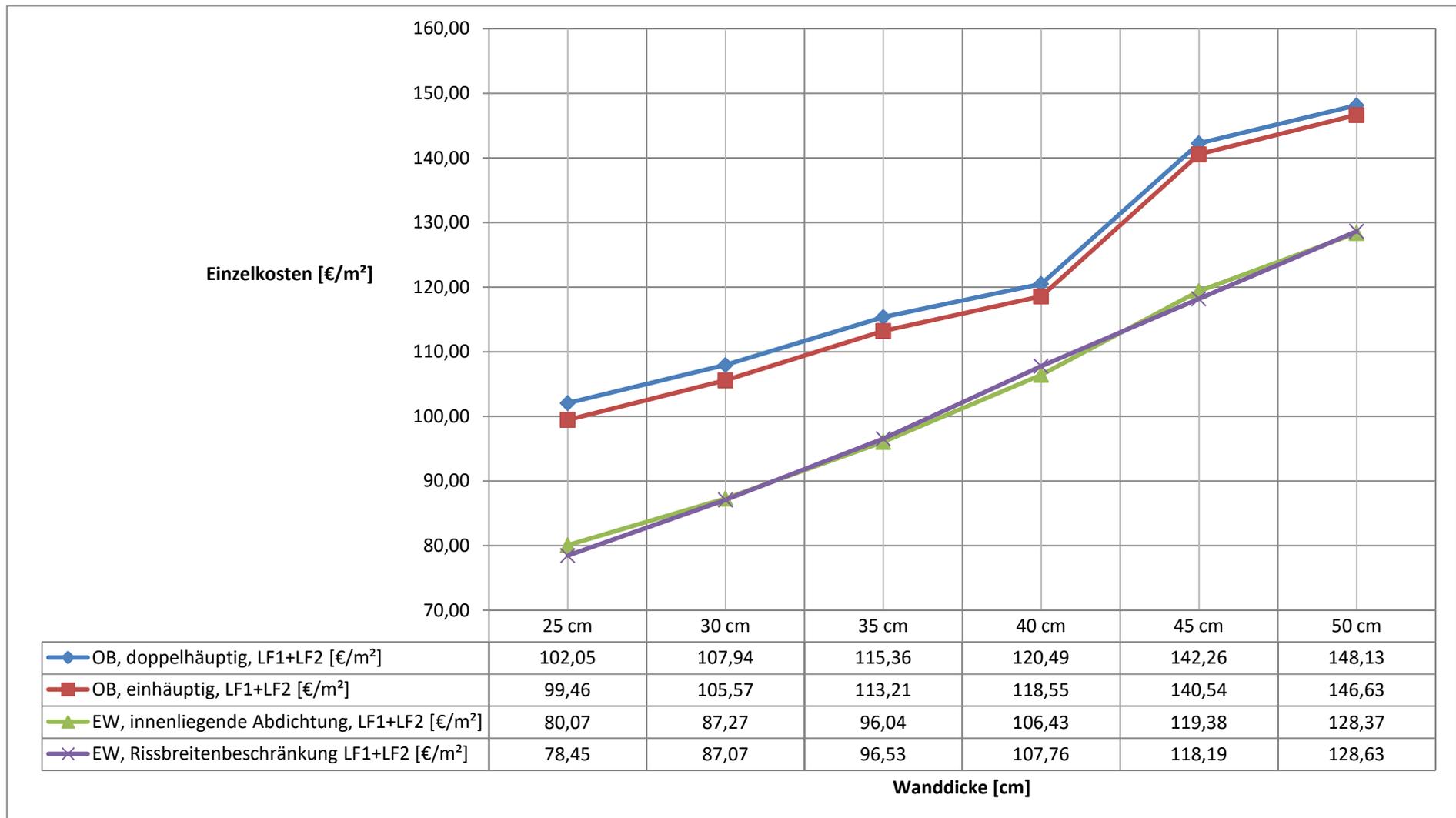


Abb. 7.28: Einzelkosten: Kon<sub>1</sub> (A<sub>1</sub>), Wandhöhe = 240 cm, Wassersäule = 100 cm [HÜB16]

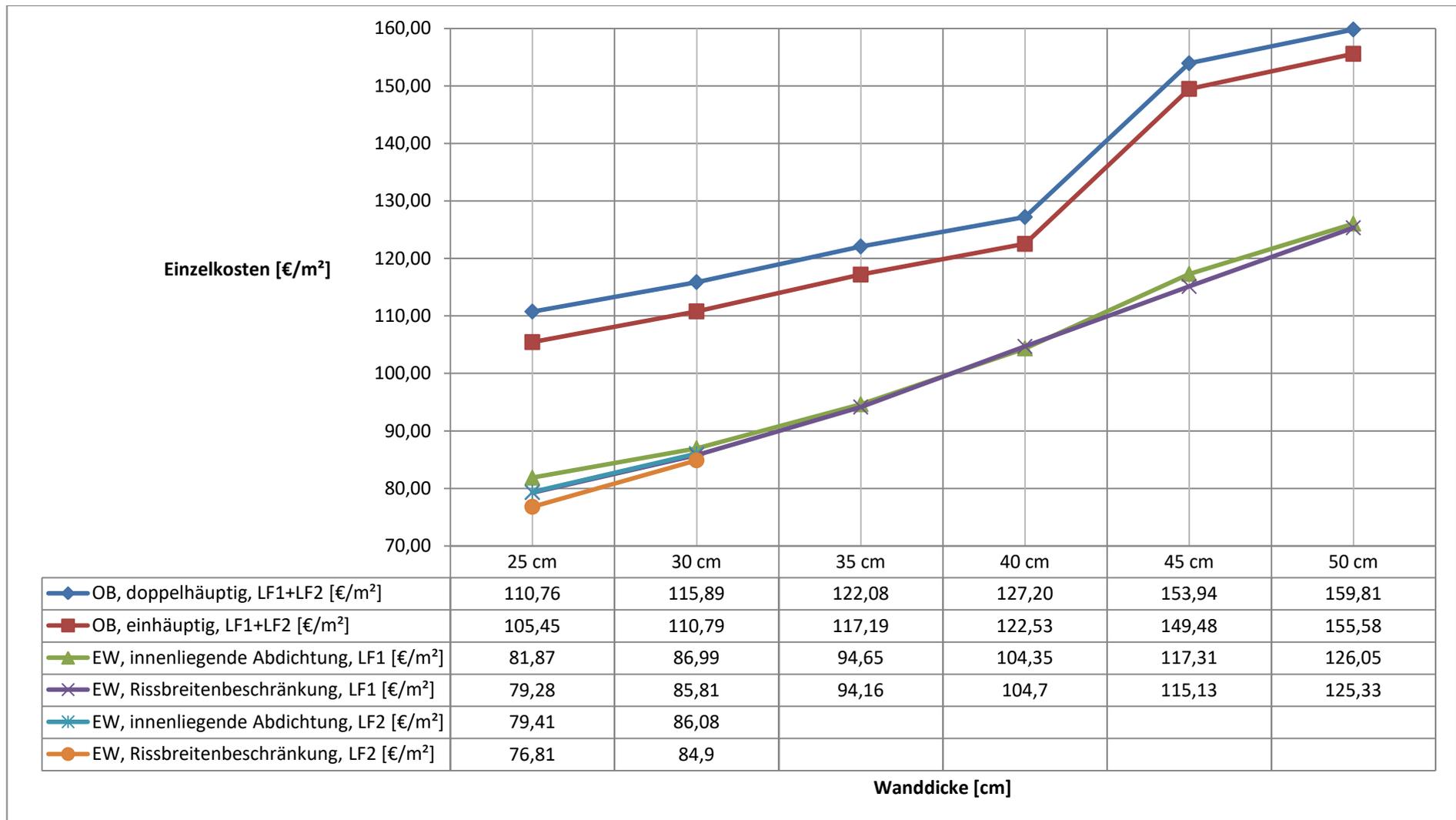
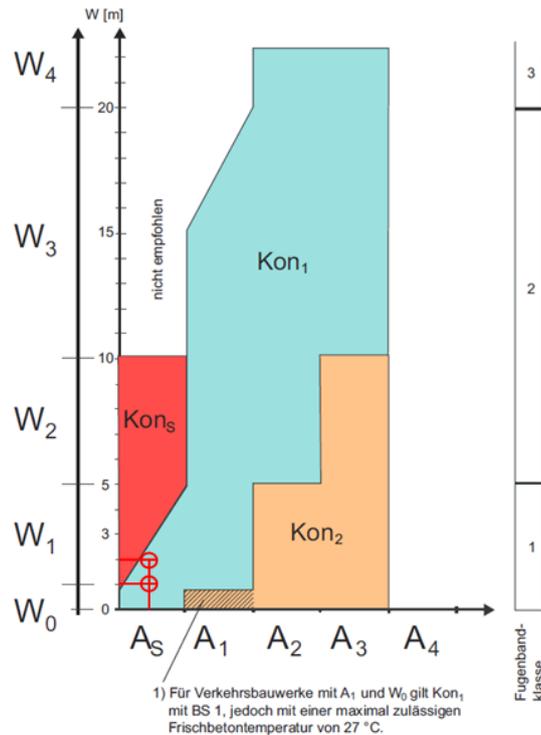


Abb. 7.29: Einzelkosten:  $Kon_1 (A_1+A_s)$ , Wandhöhe = 340 cm, Wassersäule = 200 cm [HÜB16]

### 7.5.3 Konstruktionsklasse 1 bei Anforderungsklasse $A_s$

Die Anforderungsklasse  $A_s$  ergibt gemäß Abb. 7.30 bei beiden Wasserdrücken die Konstruktionsklasse  $Kon_1$ .



**Abb. 7.30: Klassifizierung - Konstruktionsklasse 1 ( $A_s$ ) [ÖBV RL - Weiße Wannen]**

Für die Wandhöhe von 2,40 m ergeben sich die Einzelkosten, welche in der nachfolgenden Abb. 7.31 ersichtlich sind. Es gelten dieselben allgemeinen Erklärungen wie für die Abb. 7.28 (siehe Seite 175).

Bei einer Wandhöhe von 3,40 m sind die Kosten ident mit jenen aus Abb. 7.29, also mit denen bei der Anforderungsklasse  $A_1$ . Der Grund hierfür ist in Kapitel 7.5.2 auf Seite 174 erläutert.

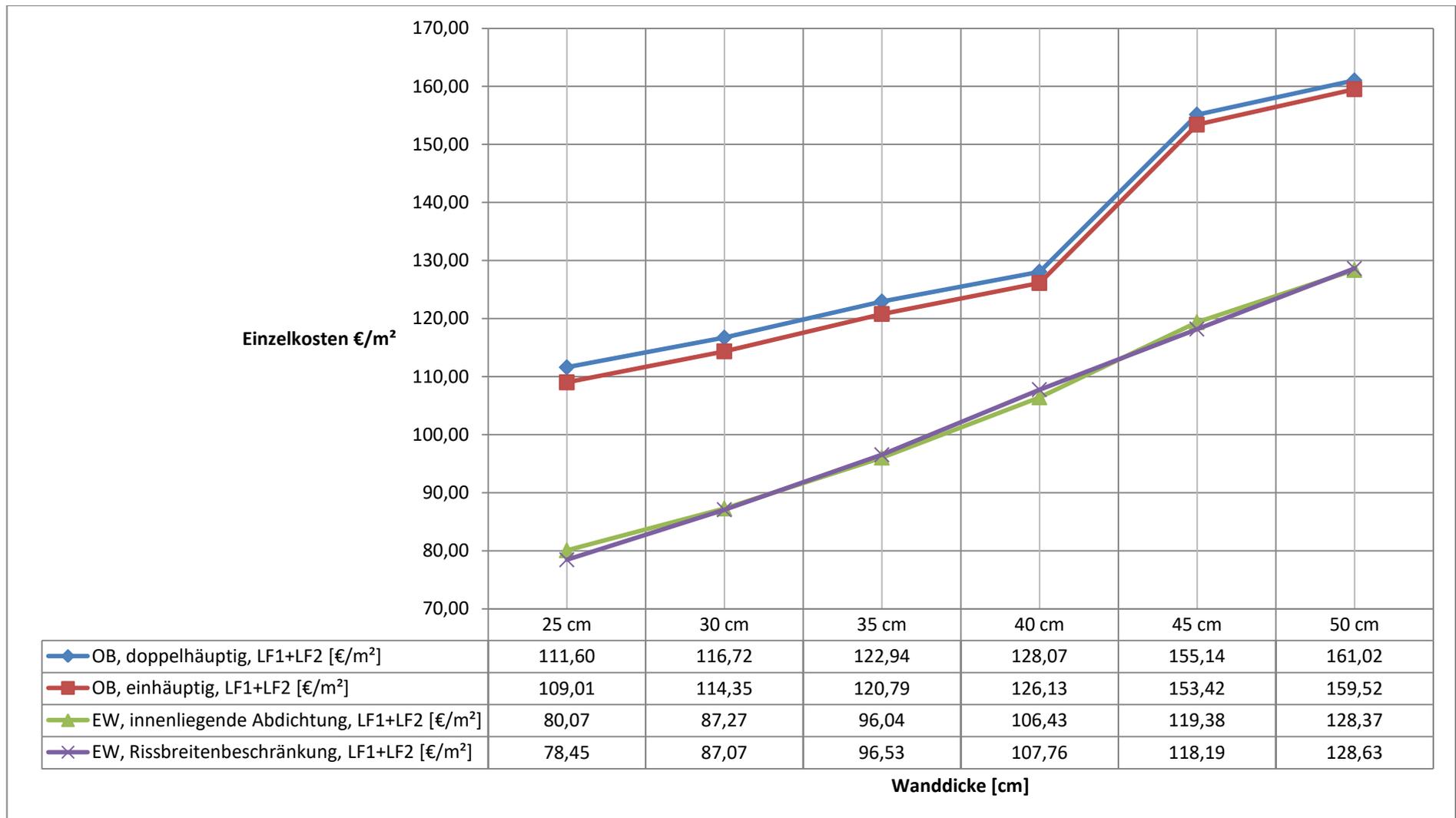
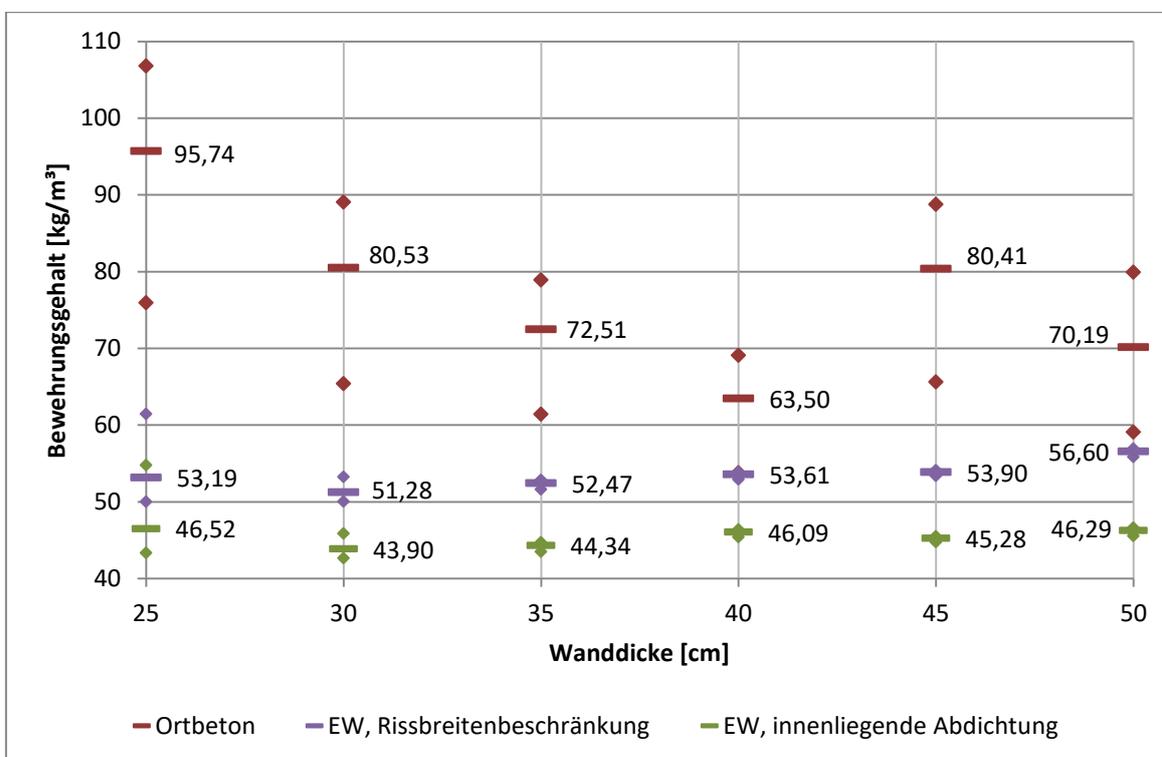


Abb. 7.31: Einzelkosten: Kon<sub>1</sub> (A<sub>s</sub>), Wandhöhe = 240 cm, Wassersäule = 100 cm [HÜB16]

Die Abb. 7.32 zeigt den Bewehrungsgehalt der Kelleraußenwände bei Kon<sub>1</sub> in Abhängigkeit von deren Wanddicke. Die eingetragenen Werte entstammen den Tabellen Tab. 7.40 bis Tab. 7.42. Es sind die Extremwerte (Maxima und Minima - rautenförmige Punkte), sowie die Mittelwerte (horizontale Balken) dargestellt. Letztere sind im Diagramm zahlenmäßig ausgedrückt.



**Abb. 7.32: Bewehrungsgehalt bei Kon<sub>1</sub> - Maxima, Minima und Mittelwerte [HÜB16]**

Der Bewehrungsgehalt der Elementwände beinhaltet die in den FT-Platten eingebaute Bewehrung, die Gitterträger, die Deckenanschlussbewehrung sowie die Stoßfugenbewehrung (jedoch *keine* Traganker). Bei der Ortbetonbauweise werden das beidseitige, orthogonale Bewehrungsnetz und die Wandhaken berücksichtigt. Als Deckenanschlussbewehrung dient die lotrechte Bewehrung (siehe Abb. 7.19 auf Seite 163). Die Übergreifungsstöße der horizontalen Bewehrung werden in Abhängigkeit vom Durchmesser ebenfalls mit einberechnet (siehe Tab. 7.9 auf Seite 124). Bei beiden Bauweisen wird der Bewehrungsanschluss (Steckeisen - siehe Position 2 in Abb. 6.6 auf Seite 78) in die Wände des darüber liegenden Geschoßes (EG) *nicht* berücksichtigt. Um diese Steckeisen bestimmen zu können, wäre eine individuelle statische und dynamische<sup>240</sup> Berechnung erforderlich.

Betrachtet man Abb. 7.32, so kann man bei der Ortbetonbauweise bis zu einer Wanddicke von 40 cm einen Abfall des Bewehrungsgehalts feststellen. Die Betonkubatur nimmt zu, während die einzulegende Bewehrung nahezu konstant bleibt. Auffällig ist die

<sup>240</sup> Oftmals ist der Lastfall *Erdbeben* bei den Bauteilen über der Decke KG maßgebend.

Erhöhung des Bewehrungsgehalts bei der Ortbetonbauweise beim Übergang von 40 auf 45 cm Wanddicke. Die Ursache ist die eingebaute Bewehrung von Ø12/10 bei 45 cm, während bei 40 cm Wanddicke lediglich Ø10/10 erforderlich sind. Die 50 cm dicken Ortbetonwände beinhalten ebenfalls Ø12/10, jedoch bei mehr Betonkubatur als die 45 cm dicken Wände. Folglich sinkt der Bewehrungsgehalt wieder. Der Abstand zwischen den Minima und Maxima bei der Ortbetonbauweise ergibt sich aus dem Umstand, dass bei Wasserdruckklasse  $W_1$  auch in vertikaler Richtung die Bewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen einzubauen ist. Bei einhäuptigen und doppelhäuptigen Schalungen unterscheidet sich der Bewehrungsgehalt nicht, vorausgesetzt die Betonkubatur ist dieselbe.

Dagegen verhält sich der Bewehrungsgehalt bei der Elementwandbauweise *annähernd* konstant. Hier ist in den FT-Platten keine Bewehrung zur Aufnahme von Zwangsschnittgrößen erforderlich. Auch beim Einbau von rissbreitenbeschränkender Stoßfugenbewehrung, welche mit zunehmender Wanddicke steigt (siehe Tab. 7.6 auf Seite 122), lässt sich keine markante Änderung des Bewehrungsgehalts feststellen. Nachvollziehbar ist, dass der Bewehrungsgehalt bei Ausführung unbewehrter Stoßfugen niedriger ist als beim Einbau von Bewehrungskörben.

	25 cm	30 cm	35 cm	40 cm	45 cm	50 cm
Ortbetonwand	75,97	65,43	61,45	53,82	65,65	59,12
EW, innenliegende Abdichtung, LF 1 + LF 2	43,37	43,51	44,75	46,42	45,53	46,65
EW, Rissbreitenbeschränkung, LF 1 + LF 2	50,04	50,89	52,88	53,94	54,15	56,96

**Tab. 7.40: Bewehrungsgehalte in [kg/m<sup>3</sup>] zu Abb. 7.28 [HÜB16]**

	25 cm	30 cm	35 cm	40 cm	45 cm	50 cm
Ortbetonwand	104,42	87,08	77,15	67,56	86,78	71,49
EW, innenliegende Abdichtung LF 1	54,81	45,90	43,53	45,44	44,79	45,58
EW, Rissbreitenbeschränkung LF 1	61,48	53,28	51,65	52,95	53,41	55,88
EW, innenliegende Abdichtung LF2	44,54	42,69				
EW, Rissbreitenbeschränkung LF 2	51,21	50,07				

**Tab. 7.41: Bewehrungsgehalte in [kg/m<sup>3</sup>] zu Abb. 7.29 [HÜB16]**

	25 cm	30 cm	35 cm	40 cm	45 cm	50 cm
Ortbetonwand	106,83	89,09	78,94	69,12	88,79	79,95
EW, innenliegende Abdichtung, LF 1 + LF 2	43,37	43,51	44,75	46,42	45,53	46,65
EW, Rissbreitenbeschränkung, LF 1 + LF 2	50,04	50,89	52,88	53,94	54,15	56,96

**Tab. 7.42: Bewehrungsgehalte in [kg/m<sup>3</sup>] zu Abb. 7.31 [HÜB16]**

## 7.6 Interpretation der Ergebnisse

### 7.6.1 Untersuchte Einzelkosten

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse (= Einzelkosten) aus dem Kapitel 7.5 kommentiert. Im Folgenden wird teilweise lediglich die Bezeichnung "Kosten" verwendet. Zu beachten ist, dass es sich *nicht* um die Herstellkosten der Kelleraußenwände handelt, da diese die Baustellengemeinkosten miteinschließen würden (siehe Tab. 7.1 auf Seite 117).

**Bei Durchsicht aller Diagramme aus Kapitel 7.5 fällt unmittelbar auf, dass die Ausführung mit Elementwänden unter den gewählten Randbedingungen gemäß Kapitel 7.2 billiger ist als die Ortbetonvariante.** Um dies nachvollziehen zu können, muss die Zusammensetzung der Einzelkosten näher betrachtet werden. Hierzu werden in Tab. 7.43 und Tab. 7.44 die Einzelkosten, anhand einer Beispielkonfiguration, aufgeschlüsselt. Die Wandkonfigurationen entsprechen jenen der beispielhaften Berechnungen aus den Kapiteln 7.4.1 und 7.4.2.

<b>Zusammensetzung der Einzelkosten (EW)</b>		
Preis Elementwand	52,41 €/m <sup>2</sup>	60,1 %
Betonierarbeiten	18,26 €/m <sup>2</sup>	20,9 %
Abdichtungsarbeiten	6,62 €/m <sup>2</sup>	7,6 %
Schalungsarbeiten	4,83 €/m <sup>2</sup>	5,5 %
Vorarbeiten und Versetzen	3,97 €/m <sup>2</sup>	4,5 %
Bewehrungsarbeiten	1,18 €/m <sup>2</sup>	1,4 %
	<b>87,27 €/m<sup>2</sup></b>	<b>100,0 %</b>

**Tab. 7.43: Einzelkosten Elementwand d=30cm, h=2,40m, W<sub>0</sub> [HÜB16]**

Die Kosten für die Schalungsarbeiten bei der Ortbetonbauweise (51,24 €/m<sup>2</sup>) sind nahezu gleich hoch wie der Elementwandpreis (52,41 €/m<sup>2</sup>). In weiterer Folge kommen bei Ortbetonwänden vergleichsweise hohe Kosten für die Betonier- und Bewehrungsarbeiten hinzu. Bei Elementwänden ist dagegen die Ortbetonkubatur eine weitaus geringere. Weiters muss Bewehrung lediglich in den Stoßfugen (nicht in diesem Beispiel, da Sollbruchelemente verwendet werden) und am Wandkopf verlegt werden. Die bei der Elementwandbauweise anfallenden Kosten für Abdichtung sowie Vorarbeiten/ Versetzen, sind zwar höher als bei der Ortbetonbauweise, dennoch erreichen sie nicht das Niveau der Mehrkosten von den Betonier- und Bewehrungsarbeiten bei der Ortbetonvariante.

<b>Zusammensetzung der Einzelkosten (OB)</b>		
Schalungsarbeiten	51,24 €/m <sup>2</sup>	47,5 %
Betonierarbeiten	30,60 €/m <sup>2</sup>	28,3 %
Bewehrungsarbeiten	25,17 €/m <sup>2</sup>	23,3 %
Abdichtung	0,63 €/m <sup>2</sup>	0,6 %
Vorarbeiten	0,30 €/m <sup>2</sup>	0,3 %
	<b>107,94 €/m<sup>2</sup></b>	<b>100,0 %</b>

Tab. 7.44: Einzelkosten Ortbetonwand, doppelhäufig, d=30cm, h=2,40m, W<sub>0</sub> [HÜB16]

**Die Einzelkosten der Elementwand - Ausführungsvariante mit rissbreitenbeschränkender Stoßfugenbewehrung und der Variante mit Sollbruchelementen unterscheiden sich unter den gewählten Randbedingungen nur geringfügig voneinander.** Die Kostenunterschiede dieser Varianten ergeben sich aufgrund mehrerer für die Kalkulation relevanter Eingangsparameter: Laut der Tab. 4.5 auf Seite 41 ist bei Anordnung einer innenliegenden Abdichtung bis zu einer Kernbetondicke von 30 cm kein Betonstandard gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen erforderlich. In dieser Arbeit gilt dies folglich für Gesamtwanddicken bis 40 cm ( $40 \text{ cm} - 2 \cdot 6 \text{ cm} = 28 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$ ). Für diese Dicken wird die "Expositionsklasse" B1 gewählt (Aufzahlung: 3,0 €/m<sup>3</sup>). Bei 45 cm und 50 cm dicken Wänden wird der Betonstandard BS H B gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen verwendet (Aufzahlung: 15 €/m<sup>3</sup>). Im Gegensatz dazu muss bei nicht-abgedichteten Stoßfugen ( $\triangleq$  rissbreitenbeschränkende Stoßfugenbewehrung) bei allen Wanddicken der Betonstandard BS H B gewählt werden. Des Weiteren unterscheidet sich der in der Kalkulation verwendete Aufwandswert für das Einstellen der Bewehrung (0,30 h/Stk) von dem AW für das Anbringen des Sollbruchelements (0,20 h/Stk). Außerdem tragen die unterschiedlichen Materialkosten der Sollbruchelemente (siehe Tab. 7.36 und Tab. 7.37) und der Bewehrungskörbe (siehe Tab. 7.25) zu abweichenden Einzelkosten bei.

Es ist an dieser Stelle festzuhalten, dass gemäß [KER02] der Einsatz des 16,7 cm breiten Sollbruchelements Pentaflex<sup>®</sup> FTS - Fuge „das Eindringen von Wasser bis Rissbreiten von 0,5 mm wirksam verhindert.“<sup>241</sup> Dies wurde durch Versuche für Wassersäulen von bis zu 10 m nachgewiesen.

**Bei Verwendung von einhäufigen Schalungen sind die Einzelkosten unter den gewählten Randbedingungen geringfügig niedriger als bei doppelhäufigen Schalungen.** Der direkte Vergleich dieser beiden Varianten ist jedoch für die Praxis nicht sinnvoll. Die Art der Baugrubensicherung und die Platzverhältnisse lassen nämlich stets nur eines der beiden Schalungssysteme zu. Die Tab. 7.45 zeigt eine Aufschlüsselung der Einzelkosten in die einzelnen Positionen beim Einsatz einer einhäufigen Schalung. Die Vorarbeiten, Abdichtungsarbeiten und Bewehrungsarbeiten verursachen dieselben

<sup>241</sup> Zitat: Siehe [KER02], Seite 7

Kosten wie bei einer doppelhäufigen Schalung. Die Schalungsarbeiten sind billiger, da nur eine Seite eingeschalt werden muss. Allerdings müssen die Zuganker in der Bodenplatte hinzugerechnet werden. Diese sind korrekterweise der Schalungsposition der Kelleraußenwände zuzuordnen. Aufgrund des größeren Aufwandswertes, sind die Kosten der Betonierarbeiten bei der einhäufigen Schalung geringfügig höher als bei der doppelhäufigen Schalung.

<b>Zusammensetzung der Einzelkosten (OB)</b>		
Schalungsarbeiten	38,28 €/m <sup>2</sup>	36,3 %
Betonierarbeiten	31,90 €/m <sup>2</sup>	30,2 %
Bewehrungsarbeiten	25,17 €/m <sup>2</sup>	23,8 %
Zuganker Bodenplatte	9,30 €/m <sup>2</sup>	8,8 %
Abdichtung	0,63 €/m <sup>2</sup>	0,6 %
Vorarbeiten	0,30 €/m <sup>2</sup>	0,3 %
	<b>105,57 €/m<sup>2</sup></b>	<b>100,0 %</b>

Tab. 7.45: Einzelkosten Ortbetonwand, einhäufig, d=30cm [HÜB16]

**Während die Kosten bei der Elementwandbauweise mit größer werdender Wanddicke unter den gewählten Randbedingungen *annähernd* linear ansteigen, ist in den Kostenverläufen der Ortbetonbauweise eine deutliche Änderung der Steigung (= Knick) feststellbar.** Diese resultiert aus der Änderung des Betonstandards ab einer Wanddicke > 40 cm (gemäß der ÖBV RL - Weiße Wannen). Während bis 40 cm der Betonstandard BS H B ausreichend ist, ist bei dickeren Wänden BS 2 A (bei Kon<sub>2</sub>) bzw. BS 1 A (bei Kon<sub>1</sub>) erforderlich. Die entsprechenden Aufzahlungen betragen 20,0 bzw. 30,0 €/m<sup>3</sup> (siehe Tab. 7.27 auf Seite 149). Des Weiteren erhöht sich die Betondeckung durch den Wechsel der Expositionsklassen von 3,0 auf 3,5 cm. Dies wiederum führt zu mehr einzulegender Bewehrung, welche die Zwangsschnittgrößen aufnehmen soll. Wird die Betondeckung nicht erhöht, ist die sprunghafte Änderung der Steigung dennoch vorhanden, jedoch ist diese nicht so deutlich ausgebildet.

Bei der Elementwandbauweise *mit abgedichteten Stoßfugen* wird lediglich eine Änderung der Betongüte des Kernbetons notwendig, wenn die Kernbetondicke 30 cm überschreitet (von B1 zu BS H B - siehe Tab. 4.5 auf Seite 41). Dies ist bei Gesamtwanddicken ab 45 cm der Fall. Aus jenem Grund ist bei den in grün gehaltenen Kostenverläufen ein leichter Knick nach oben beim Übergang von 40 auf 45 cm feststellbar. Bei nicht-abgedichteten Stoßfugen ist für alle Wanddicken ein Kernbeton mit dem Betonstandard BS H B zu verwenden.

**Die pro LKW transportierbare Anzahl an Elementwänden, in Abhängigkeit von deren Abmessungen, hat ebenfalls Einfluss auf die Kosten.** Die 2,40 m hohen Wände

werden mittels Semitielflader zur Baustelle transportiert<sup>242</sup>. Tab. 5.2 auf Seite 69 zeigt die maximal transportierbare Anzahl pro Fuhre.

Aufgrund der Tatsache, dass ab 40 cm dicken Wänden nur mehr 4 Elemente (statt 5) pro Tieflader transportiert werden können, ergibt sich in den Kostenverläufen ein minimaler Knick nach oben an dieser Stelle.

Die 3,40 m hohen Wände werden mit Innenladern zur Baustelle befördert. In Tab. 5.3 auf Seite 72 ist die Kapazität dieses Transportmittels dargestellt. Ab einer Elementbreite von 40 cm können statt 4, nur mehr 3 Wände transportiert werden, was an dieser Stelle ebenfalls einen leichten Knick nach oben im Kostenverlauf verursacht.

**Die Unterscheidung in die Lastfälle 1 und 2 hat bei den 25 cm und 30 cm dicken, 3,40 m hohen Elementwänden unter den gewählten Randbedingungen Einfluss auf die Kosten** (siehe Abb. 7.25 und Abb. 7.29). Auf die Kosten der 2,40 m hohen Wände (OB und EW) hat die vertikale Belastung keinen Einfluss, da die Spannweite des statischen Systems<sup>243</sup> klein ist. Die seitliche Lasteinwirkung verursacht somit ein vergleichsweise geringes Biegemoment in der Wand. Die Mindestbiegebewehrung ist in diesem Fall maßgebend. Bei den 3,40 m hohen *Elementwänden* ist ab einer Wanddicke von 35 cm ebenfalls die Mindestbiegebewehrung ausreichend, um die geforderten Rissbreiten zu gewährleisten - auch bei geringer vertikaler Belastung (LF 1). Aus diesem Grund sind die Kostenverläufe des Lastfalls 2 nur für die 25 cm und 30 cm dicken Wände dargestellt. Unabhängig vom Lastfall, ist bei den 3,40 m hohen *Ortbetonwänden* nicht nur horizontal, sondern auch vertikal die Mindestbewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen einzulegen<sup>244</sup>. Diese Bewehrung genügt bei allen Wanddicken zur Wahrung der geforderten Rissbreiten. Somit sind bei den 3,40 m hohen Ortbetonwänden die Kostenverläufe bei LF 1 und LF 2 ident.

**Trotz gleicher Konstruktionsklasse, kann eine unterschiedliche Anforderungsklasse bei der Ortbetonbauweise zu abweichenden Kosten führen.** Es kann nämlich bei den Klassen A<sub>1</sub> bis A<sub>3</sub> auf die vertikale Mindestbewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen verzichtet werden, sofern der Wasserdruck 1,0 m nicht übersteigt. Dagegen muss bei der Anforderungsklasse A<sub>s</sub> die lotrechte Mindestbewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen eingelegt werden. Die Auswirkungen auf die Einzelkosten sind in Abb. 7.28 und Abb. 7.31 zu erkennen. Vergleicht man diese beiden Diagramme, so ist eine Kostendifferenz bei der Ortbetonbauweise ersichtlich. Diese rührt

<sup>242</sup> Erklärung siehe Kapitel 5.3.3

<sup>243</sup> Statisches System der Wand: vertikaler Einfeldträger mit 2,40 Stützweite, mit seitlicher Belastung durch Erddruck und Wasserdruck (siehe Abb. 4.2 auf Seite 23).

<sup>244</sup> Erklärung siehe Kapitel 7.5.2 auf Seite 168

von dem Mehrverbrauch an Bewehrungsstahl bei der Anforderungsklasse A<sub>s</sub>. Die Einzelkosten bei der Elementwandbauweise sind *nicht* von der Anforderungsklasse abhängig. Hier ist keine Bewehrung zur Aufnahme von Zwangsschnittgrößen erforderlich.

**Es ist festzuhalten, dass stets die Mindestwanddicken gemäß VÖB RL - WU und ÖBV RL - Weiße Wannen einzuhalten sind. Für die in dieser Arbeit behandelten Fälle genügen bei Ortbetonwänden 25 cm Wanddicke. Für Elementwände sind die Wanddicken gemäß Kapitel 4.5.4 sicherzustellen.** Bei nicht - abgedichteten Stoßfugen und drückendem Wasser, muss beispielsweise eine Gesamtwanddicke von 30 cm eingehalten werden. Bei nichtstauendem Sickerwasser sind dagegen 25 cm Wanddicke ausreichend.

### 7.6.2 Relevanz der Ergebnisse

In diesem Kapitel wird diskutiert, ob die Ergebnisse der Diplomarbeit auf unterschiedliche Bauvorhaben anwendbar sind.

Die Aufzählung der Randbedingungen in dem Kapitel 7.2 zeigt, dass die Einzelkosten von einer Vielzahl an Parametern abhängig sind. Die Abweichung *einer einzelnen Randbedingung* von den definierten wird das Ergebnis zwar beeinflussen, die Folgen sind hierbei jedoch durchaus abschätzbar. Ändern sich mehrere Eingangsparameter, wird die Sache komplexer und es sollte eine detaillierte Kostenkalkulation durchgeführt werden.

Nachfolgend werden Szenarien bzw. Umstände aufgezählt, die in der Praxis regelmäßig anzutreffen sind. **Sie stehen jedoch *nicht* in Einklang mit den in dieser Arbeit definierten Randbedingungen.**

- ◆ Das Gebäude wird nicht im Raum Wien errichtet. Daher ist die Kalkulation an das entsprechende Preisniveau anzupassen.
- ◆ Die Elementlänge ist bedeutend kleiner als 4,80 m (z.B. 3,0 m). Die Einzelkosten werden aufgrund der größeren Anzahl an zu versetzenden Elementen und abzudichtenden Fugen entsprechend ansteigen.
- ◆ Beim Bau eines Einfamilienhauses steht nur ein Kran mit vergleichsweise geringer Tragfähigkeit bereit (z.B. 900 kg Tragfähigkeit bei maximal Ausladung). Zum Versetzen der Elementwände muss somit ein Mobilkran verwendet werden. Die Ergebnisse dieser Arbeit berücksichtigen dessen Kosten nicht.
- ◆ Es ist ein zweites Kellergeschoß geplant. Somit muss auch vertikal immer die Mindestbewehrung gemäß ÖBV RL - Weiße Wannen eingebaut werden.
- ◆ Der Grundriss des Kellergeschoßes verfügt über viele kurze Außenkanten und weicht somit stark von der Rechteckform ab. Es sind viele kurze Elemente erforderlich, was eine längere Versetzdauer und mehr abzudichtende Fugen zur Folge hat.

- ◆ Der Keller ist mit einer Wandhöhe (Rohbaumaß) über 3,4 m geplant. Die Elementwände müssen somit hochkant versetzt werden. Die Folge sind wiederum mehr zu versetzende Elemente und auch mehr abzudichtende Fugen. Außerdem müssen die Elemente vor dem Versetzen in die aufrechte Position gewendet werden, was Zeit in Anspruch nimmt und die Gefahr einer Beschädigung der Elemente birgt.
- ◆ Die Distanz zum nächstgelegenen Fertigteilwerk, das Elementwände produziert, verursacht Transportkosten, die deutlich über denen von 329 €/Transport liegen.
- ◆ Der Stahlpreis ändert sich. Dies hat aufgrund des höheren Bewehrungsgehalts größere Auswirkungen auf die Ortbetonbauweise.
- ◆ Der Betonvorgang geschieht mittels Autobetonpumpe. Es ist ein Einmalbetrag für die Bereitstellung der Pumpe, ein Betrag pro m<sup>3</sup> gepumptem Beton und eine Aufzahlung pro m<sup>3</sup> für die Eigenschaft "Pumpbeton" (PB) zu entrichten. Dies hat auf die Ortbetonbauweise (aufgrund der größeren Ortbetonkubatur) mehr Auswirkungen, als auf die Elementwandbauweise.
- ◆ Die Expositionsklasse des Betons erfordert eine größere Betondeckung als 3,0 cm bei Ortbeton und 2,5 cm bei Elementwänden. Somit ist bei den Elementwänden eine größere FT-Plattendicke als 6,0 cm nötig, was Mehrkosten verursacht. Bei der Ortbetonbauweise ist außerdem mehr Bewehrung zur Aufnahme der Zwangsschnittgrößen erforderlich. Des Weiteren ist die Aufzahlung pro m<sup>3</sup> Beton für die Expositionsklasse zu beachten.
- ◆ Die eingebauten Gitterträger werden von der Fertigteilfirma *nicht* als statisch mitwirkende Bewehrung angerechnet. Es wird somit mehr Bewehrung eingebaut, als eigentlich erforderlich wäre. Mehrkosten sind die Folge.

All diese Punkte unterstreichen, dass der Einzelfall mit seinen individuellen Randbedingungen untersucht werden muss, um eine konkrete und zuverlässige Aussage über die Einzelkosten tätigen zu können. Dennoch besteht, aufgrund der Ergebnisse dieser Arbeit, die offensichtliche Tendenz, dass die Einzelkosten bei der Elementwandbauweise niedriger sind als bei der Ortbetonbauweise.

### 7.6.3 Bewehrungsgehalt

Der Bewehrungsgehalt ist beim Einsatz von Elementwänden grundsätzlich niedriger als bei Ortbetonwänden. Außerdem ist festzustellen, dass die Variante mit rissbreitenbeschränkender Stoßfugenbewehrung immer zu einem höheren Bewehrungsgehalt führt, als der Einsatz des Sollbruchelements Pentaflex<sup>®</sup> FTS - Fuge.

Vergleicht man die Mittelwerte zwischen Ortbeton und Elementwandbauweise, so beträgt der Bewehrungsgehalt bei der Ortbetonbauweise das 1,14 - bis 2,06 - fache des Bewehrungsgehalts bei der Elementwandbauweise.

$$f = \frac{60,69}{53,45} = 1,14 \qquad f = \frac{95,74}{46,52} = 2,06$$

Der kleinste Unterschied ( $f = 1,14$ ) entsteht bei der Konstruktionsklasse 2 beim Vergleich einer 40 cm dicken Ortbetonwand mit einer gleich dicken Elementwand mit rissbreitenbeschränkender Stoßfugenbewehrung (siehe Abb. 7.26).

Der größte Unterschied ( $f = 2,06$ ) kommt bei der Konstruktionsklasse 1 beim Vergleich einer 25 cm dicken Ortbetonwand mit einer gleich dicken Elementwand mit innenliegender Abdichtung (Sollbruchelement) zustande (siehe Abb. 7.32).



## 8 Zusammenfassung und Ausblick

Die Wände eines wasserundurchlässigen Betonbauwerks können aus Ortbeton, Fertigteilen oder aus Halbfertigteilen hergestellt werden. Die Ortbetonbauweise unterscheidet sich elementar sowohl in den technologischen Grundlagen, als auch in den ausführungstechnischen Abläufen von der Elementwandbauweise. Fertigteile werden in dieser Arbeit nicht behandelt.

Während in die Ortbetonwände vergleichsweise viel Bewehrung zur Aufnahme von Zwangsschnittgrößen eingebaut werden muss, ist dies bei Elementwänden nicht der Fall. Das Problem der Zwangsspannungen im jungen Betonalter spielt somit bei den Elementwänden herstellungsbedingt eine untergeordnete Rolle. Die Wandelemente werden in Fertigteilwerken, nach den individuellen Wünschen der Planer produziert und mit geeigneten Transportmitteln zum Einbauort befördert. Auf der Baustelle werden sie im Idealfall direkt versetzt ("just-in-time"). Im Anschluss finden Abdichtungsarbeiten und (falls erforderlich) Bewehrungsarbeiten statt. Das Betonieren des Kernbetons erfolgt möglichst in einem Arbeitsschritt, sodass vertikale Arbeitsfugen vermieden werden. Horizontale Arbeitsfugen innerhalb der Wand sind prinzipiell nicht zulässig.

Dagegen ist die Ortbetonbauweise durch eine abschnittsweise Herstellung der Wände gekennzeichnet. Dies soll einer Rissbildung im Betonbauteil, ausgelöst durch Schwindvorgänge und das Abfließen von Hydratationswärme, vorbeugen. Die Ausführungsdauer beträgt folglich ein Vielfaches der Dauer zur Herstellung der Elementwände. Für einen vollständigen Kostenvergleich der Bauweisen wären somit neben den in dieser Arbeit untersuchten Einzelkosten auch die zeitgebundenen Kosten der Baustelle zu berücksichtigen.

Um die Wasserundurchlässigkeit zu gewährleisten, sind die Betonbauteile mit großer Sorgfalt auszuführen. Gerade bei der Elementwandbauweise ist das Risikopotential durch die Vielzahl der Fugen größer als bei Ortbetonwänden. Aus diesem Grund ist vorab eine Einschulung der Mannschaft unerlässlich. Alle einzuhaltenden Randbedingungen sind der VÖB RL - WU und den diversen Montageanleitungen der Fertigteilproduzenten zu entnehmen. Die fachgerechte Abdichtung der Stoßfugen und der Bodenfuge stellt den entscheidenden Arbeitsschritt dar. Hierbei ist eine Möglichkeit die Verwendung eines beschichteten Fugenblechs in der Bodenfuge und von Sollbruchelementen in den vertikalen Stoßfugen. Die Kosten dieses Systems wurden in Kapitel 7 ermittelt.

Prinzipiell sind die festgestellten Einzelkosten der Elementwandausführung unter den gewählten Randbedingungen niedriger als die einer gleich dicken Ortbetonwand mit derselben Konstruktionsklasse (unabhängig von der eingesetzten Stoßfugenabdichtung).

Die Gründe sind:

- ◆ An den Beton der Fertigteilplatten werden keine Anforderungen hinsichtlich geringer Schwind- oder Zwangsspannungen gestellt. Das heißt es sind keine Betonstandards (z.B. BS H B) gemäß ÖBV RL - Weiße Wannan erforderlich.
- ◆ Bei abgedichteten Stoßfugen ist bis zu einer Dicke des Kernbetons von 30 cm kein Betonstandard gemäß ÖBV RL - Weiße Wannan für den Kernbeton erforderlich.
- ◆ Es ist keine Bewehrung zur Aufnahme von Zwangsschnittgrößen in die Fertigteilplatten einzubauen.
- ◆ Es sind keine kostenintensiven Schalungsarbeiten zu verrichten.

Der Kostenvorteil der Elementwandbauweise wurde auch bei Verwendung eines vergleichsweise teuren Sollbruchelements zur Stoßfugenabdichtung nachgewiesen. Dieses Abdichtungselement wurde gewählt, da die Befestigung an einer der Fertigteilplatten seine Lagesicherheit auch während des Betoniervorgangs gewährleistet.

Außerdem ist die Elementwandbauweise durch einen vergleichsweise niedrigen Bewehrungsgehalt gekennzeichnet. Bei den untersuchten Varianten erreichte die Ortbetonbauweise einen bis zu zweimal höheren Bewehrungsgehalt als die Elementwandbauweise.

Ausständig ist die Untersuchung der zeitgebundenen Kosten. Hierbei handelt es sich beispielsweise um die Kosten für den Betrieb von Vorhaltegeräten oder die Kosten für die Grundwasserhaltung. Dies könnte der Inhalt einer weiteren wissenschaftlichen Arbeit werden. Besonders die abschnittsweise Herstellung der Ortbetonwände und deren vorgeschriebene Nachbehandlungszeit sind die Gründe für die längere Ausführungsdauer. Im Gegensatz dazu kann nach dem Versetzen aller Elementwände im Keller sofort mit den Schalungsarbeiten der Decke begonnen werden. Die Kellerwände werden in weiterer Folge im selben Arbeitsschritt wie die Decke betoniert.

Um den Kostenvergleich von Ortbeton- und Elementwänden schließlich zu vervollständigen, müssten die aufgetretenen Fehlstellen bei ausgeführten weißen Wannan beleuchtet werden. Das Risiko des Auftretens von Fehlstellen, in Abhängigkeit von der Ausführungsvariante, und die Kosten für die Sanierungsarbeiten, sollten die Ziele der Untersuchung sein. Zusammen mit den Einzelkosten in dieser Diplomarbeit und den noch zu ermittelnden zeitgebundenen Kosten ergibt sich ein aussagekräftiger und vollständiger Kostenvergleich.

## 9 Verzeichnisse

### 9.1 Abkürzungsverzeichnis

°C	Grad Celsius	EW	Elementwand
Abb.	Abbildung	Fa.	Firma
AF	Arbeitsfuge	FDOK	Fundamentoberkante
AW	Aufwandswert	FE(M)	Finite Elemente (Methode)
AZ	Aufzahlung	Fremdl.	Fremdleistung
BauV	Bauarbeiterschutzverordnung	FT	Fertigteil
BS	Betonstandard	GF - ...	Großflächen...
BVH	Bauvorhaben	GK	Größtkorn
$b_{w,i}$	Kernbetondicke	GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
BWS	Bemessungswasserstand	GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
bzw.	beziehungsweise	h	Stunde
ca.	circa = ungefähr	HGW	höchster Grundwasserstand
CAD	Computer-aided design	Hrsg.	Herausgeber
CAM	Computer-aided manufacturing	i. M.	im Mittel
cm	Zentimeter	i.d.R.	in der Regel
d.h.	das heißt	inkl.	inklusive
DIN	Deutsche Industrienorm	k. A.	keine Angabe
$d_{min}$	Mindestwanddicke	$k_f$	Durchlässigkeitsbeiwert
e.V.	eingetragener Verein	KFG	Kraftfahrgesetz
EC2	Eurocode 2	KG	Kellergeschoß
EDV	elektronische Datenverarbeitung	Kon <sub>1</sub>	Konstruktionsklasse 1
EG	Erdgeschoß	Kon <sub>2</sub>	Konstruktionsklasse 2
EN	Europäische Normen	l	Liter
erf.	erforderlich	LF	Lastfall

LKW	Lastkraftwagen		Beton- und Fertigteilwerke
$l_o$	Übergreifungsstoßlänge	VÖBV	Verein österreichischer Biege- und Verlegetechnik
lt.	laut		
m	Meter	w/z	Wasser/Zement
m/h	Meter pro Stunde	$w_k$	rechnerische Rissbreite
mind.	mindestens	$w_{max}$	maximale rechnerische Rissbreite
mm	Millimeter	WS	Wassersäule
NAD	nationales Anwendungsdokument	WU	wasserundurchlässig
OB	Ortbeton	z.B.	zum Beispiel
ÖBV	Österreichische Bautechnik Vereinigung	zw.	zwischen
		zzgl.	zuzüglich
OG	Obergurt		
OK	Oberkante		
ÖN	ÖNORM		
PB	Pumpbeton		
Pkt.	Punkt		
RDUK	Rohdeckenunterkante		
RL	Richtlinie		
STB	Stahlbeton		
Stk.	Stück		
$t_{max}$	maximale Wassereindringtiefe		
u.a.	unter anderem		
UG	Untergurt		
UK	Unterkante		
USt.	Umsatzsteuer		
vgl.	vergleiche		
VÖB	Verband Österreichischer		

## 9.2 Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1: Erscheinungsformen des Wassers im Boden [LUF10] .....	3
Abb. 3.1: Schwarze Wanne - Kehlenanschluss [PEC06] .....	13
Abb. 3.2: Schwarze Wanne - rückläufiger Stoß [ÖNORM B 3692] .....	14
Abb. 4.1: Auszug eines FE - Modells der Kelleraußenwände [HÜB16].....	22
Abb. 4.2: Belastungsgrößen auf Kelleraußenwand [HÜB16].....	23
Abb. 4.3: Feuchtetransport bei einseitiger Beaufschlagung mit drückendem Wasser [Erläuterungen WU-RL] .....	25
Abb. 4.4: Zusammenhang zwischen Anforderungsklasse, Wasserdruck und Konstruktionsklasse [ÖBV RL - Weiße Wannern].....	28
Abb. 4.5: Zeitlicher Verlauf der Temperatur, der Längsspannungen und des E-Moduls [SCH11] .....	30
Abb. 4.6: Mindestbewehrung für zentrischen Zwang (Frührissbildung), Rissbreite $w_k = 0,25$ mm, Betondeckung $c = 3,0$ cm [ÖBV RL - Weiße Wannern] .....	32
Abb. 4.7: Prüfung der Wassereindringtiefe [ONR 23303].....	34
Abb. 4.8: Aufbau einer Elementwand [HÜB16].....	37
Abb. 4.9: Versetzen einer Elementwand - Begriffe [HÜB16] .....	38
Abb. 4.10: Stoßfugenausbildung ohne Abdichtungssystem [VÖB RL - WU] .....	40
Abb. 4.11: Mindeststoßfugenbewehrung [VÖB RL - WU].....	40
Abb. 4.12: Montagefuge Bodenplatte/Elementwand [VÖB RL - WU].....	42
Abb. 4.13: Lt. VÖB RL - WU empfohlene Mindestwanddicke bei Grundwasser [HÜB16] .....	43
Abb. 4.14: Lt. VÖB RL - WU empfohlene Mindestwanddicken bei nichtstauendem Wasser [HÜB16] .....	44
Abb. 4.15: Fugenabdichtungssysteme - Übersicht [HÜB16] .....	46
Abb. 4.16: Abdichtungsprinzipien bei Fugen (inkl. Beispiele) [HÜB16].....	46
Abb. 5.1: Schalungspalette [@VOL] .....	50
Abb. 5.2: Platzausnutzung auf einer Umlaufpalette [@SOM].....	51
Abb. 5.3: Bockrollen und Reibrad zur Längsbeförderung [@AVE].....	51
Abb. 5.4: Querhubwagen zur Querbeförderung [@WEC] .....	52
Abb. 5.5: Ablaufschema der Fertigung [HÜB16].....	53
Abb. 5.6: Palettenreinigung stationär [@EBA] .....	54
Abb. 5.7: Palettenreinigung mobil [@AVE] .....	54
Abb. 5.8: Großplotter [@EBA].....	55
Abb. 5.9: Farbmarkierungen [@WEC] .....	55
Abb. 5.10: Schalungsroboter [@EBA].....	55
Abb. 5.11: Arbeitsplatzsystem [@WEC] .....	56
Abb. 5.12: Verlegte Bewehrung [HOH16] .....	57
Abb. 5.13: Eingebaute Traganker [HOH16].....	57
Abb. 5.14: Betonverteiler [HÜB16].....	59
Abb. 5.15: Separate Verdichtungsstation [@SOM] .....	60
Abb. 5.16: Betonier- und Verdichtungsstation [@VOL] .....	60
Abb. 5.17: Bodenfahrendes Regalbediengerät [@VOL].....	62

Abb. 5.18: Einwendevorgang [@SOM].....	63
Abb. 5.19: Verstellbare Abstandhalter an dem Wendegerät [HÜB16] .....	64
Abb. 5.20: Einbetonierte Kunststoffabstandhalter [HÜB16].....	64
Abb. 5.21: Kipptisch [@EBA] .....	65
Abb. 5.22: Transportbox auf dem Lagerplatz des FT-Werks [HOH16] .....	65
Abb. 5.23: 2-Achs Sattelzugmaschine [@FEL].....	67
Abb. 5.24: 3-Achs Semitiefelader [@FEL] .....	68
Abb. 5.25: Transportbox im FT-Werk [HÜB16].....	68
Abb. 5.26: Transportbox auf dem Semitiefelader [KAH13].....	68
Abb. 5.27: Schematischer Grundriss eines Tiefladers [HÜB16].....	68
Abb. 5.28: 3-Achs Innenlader [@FEL] .....	69
Abb. 5.29: Transportrahmen am Lagerplatz [HOH16].....	70
Abb. 5.30: Transportrahmen und Innenlader [@LAN].....	70
Abb. 5.31: Innenlader - Beladung Schritt 1 [@LAN] .....	70
Abb. 5.32: Innenlader - Beladung Schritt 2 [@LAN] .....	70
Abb. 5.33: Innenlader - Beladung Schritt 3 [@LAN] .....	70
Abb. 5.34: Seitliche Ladungssicherung bei einem Innenlader [@LAN].....	71
Abb. 5.35: Schematischer Grundriss eines Innenladers [HÜB16].....	71
Abb. 5.36: Schleppkurve eines Sattelzuges [HÜB16].....	73
Abb. 6.1: Auszug aus einem Schalungsplan - EW (Grundriss) [ZTK16].....	75
Abb. 6.2: Auszug aus einem Versetzplan der EW (Grundriss) [MAB16].....	76
Abb. 6.3: Auszug aus einem Versetzplan der EW (3D - Ansicht) [MAB16].....	76
Abb. 6.4: Ausschnitt eines Produktionsplans [OBE16].....	77
Abb. 6.5: Auszüge aus einem Bewehrungsplan der Stoßfugenbewehrung [ZTK16].....	77
Abb. 6.6: Auszüge aus einem Bewehrungsplan für die EW-Zulagen [ZTK16].....	78
Abb. 6.7: Auszug aus einem Schalungsplan - OB (Grundriss) [ZTK16].....	78
Abb. 6.8: Auszug aus einem Bewehrungsplan der KG-Außenwände [ZTK16].....	79
Abb. 6.9: Bewehrungsführung - Fugenband [HÜB16] .....	81
Abb. 6.10: Bewehrungsführung - beschichtetes Fugenblech [HÜB16] .....	81
Abb. 6.11: Mindesthöhe der Bodenfuge bei unebener Fundamentoberkante [HÜB16].....	83
Abb. 6.12: Winkel der angeschlagenen Kranketten [VÖB RL - DW].....	85
Abb. 6.13: Versetzen einer Elementwand [HÜB16].....	86
Abb. 6.14: Schrägstützenkopf [HÜB16] .....	86
Abb. 6.15: Befestigung Schrägstützenfuß [HÜB16].....	86
Abb. 6.16: Horizontalschnitt durch eine Wanddecke [SYS09].....	87
Abb. 6.17: Flachstahlwinkel zur Ecksicherung [OBE16].....	87
Abb. 6.18: Sollrissfugenschiene (Variante 1) [HOH16].....	88
Abb. 6.19: Sollrissfugenschiene (Variante 2) [HOH16].....	88
Abb. 6.20: Dichtrohr Prinzipskizze [HOH16].....	88
Abb. 6.21: Befestigung Dichtrohr [HOH16].....	88
Abb. 6.22: Standardgeometrie der Stoßfugenbewehrung [OBE16] .....	90
Abb. 6.23: Stoßfugenbewehrung <i>und</i> innenliegende Abdichtung [HOH16].....	91
Abb. 6.24: Betonieren mittels Krankübel [HOH16] .....	92
Abb. 6.25: Nachverdichten mit Rüttelflasche [HOH16].....	92

Abb. 6.26: Maximale Betoniergeschwindigkeit des Kernbetons [ÖNORM EN 14992].....	93
Abb. 6.27: Horizontale Rüttelabstände [HOH16] .....	95
Abb. 6.28: Eintauchtiefe des Rüttlers [HOH16].....	95
Abb. 6.29: Zuganker in der Fundamentplatte [PAS16].....	101
Abb. 6.30: Einhäuptige Schalung [HOF08] .....	102
Abb. 6.31: Doppelhäuptige Schalung [HOF08].....	102
Abb. 6.32: Arbeitsraumbreiten - links: vertikaler Verbau; Mitte: Böschung $\leq 80^\circ$ ; rechts: Böschung $> 80^\circ$ [SIC12] .....	103
Abb. 6.33: Schnellspanner [@DOK].....	104
Abb. 6.34: Elementverband Außenschalung [@DOK].....	104
Abb. 6.35: Bewehrung vor einem Bohrträgerverbau mit Spritzbetonsicherung [HÜB16] .....	106
Abb. 6.36: Individuelle Bewehrungsabstufung [ÖBV RL - Weiße Wannen] .....	107
Abb. 6.37: Einhäuptige Schalung einer Kelleraußenwand [HÜB16].....	109
Abb. 6.38: Einhäuptige Schalung 90°-Ecke Takt 1 [PAS16] .....	110
Abb. 6.39: Einhäuptige Schalung 90°-Ecke Takt 2 [PAS16] .....	110
Abb. 6.40: Elementverband Gegenschalung [@DOK].....	110
Abb. 6.41: Abschalen einer Arbeitsfuge [HÜB16].....	112
Abb. 6.42: Vertikale Arbeitsfuge mit innenliegendem Fugenband [HÜB16].....	112
Abb. 7.1: Innere und äußere Betondeckung im Fertigteil [ÖNORM EN 14992].....	121
Abb. 7.2: Gebäudegrundriss und Turmdrehkran [HÜB16].....	125
Abb. 7.3: Gebäudekonfiguration: Lastfall 1 (= LF 1) [HÜB16] .....	126
Abb. 7.4: Gebäudekonfiguration: Lastfall 2 (= LF 2) [HÜB16] .....	127
Abb. 7.5: Klassifizierung der betrachteten Wände [ÖBV RL - Weiße Wannen] .....	131
Abb. 7.6: Wandelemente auf Semitiefklader [HÜB16].....	134
Abb. 7.7: Bandbreiten der Aufwandswerte für Schalarbeiten an Wänden [AIG03].....	137
Abb. 7.8: Bandbreiten der Aufwandswerte für Bewehrungsarbeiten an Wänden [AIG03].....	140
Abb. 7.9: Bandbreiten der Aufwandswerte für Betonierarbeiten an Wänden [AIG03] .....	140
Abb. 7.10: Anteile der Positionen an den Einzelkosten (Beispiel) [HÜB16].....	141
Abb. 7.11: Abrechnung Elementwandpreis [HÜB16].....	142
Abb. 7.12: Anteile der Abrechnungspositionen und des Grundpreises [HÜB16] .....	144
Abb. 7.13: Zusammenhang zw. Abb. 7.10 und Abb. 7.12 [HÜB16] .....	144
Abb. 7.14: Einflussfaktoren auf den Elementwandpreis [HÜB16] .....	145
Abb. 7.15: Großhandelspreisentwicklung Bewehrungsstahl [HÜB16].....	151
Abb. 7.16: Anlieferung von Bewehrungsstahl [HÜB16] .....	152
Abb. 7.17: Elementwand $d = 30$ cm [HÜB16] .....	156
Abb. 7.18: Anteile der Positionen an den Einzelkosten - EW [HÜB16] .....	163
Abb. 7.19: Ortbetonwand $d = 30$ cm [HÜB16].....	163
Abb. 7.20: Abstandhalter - Wandhaken [HÜB16] .....	165
Abb. 7.21: Übergreifungsstoß [HÜB16].....	166
Abb. 7.22: Anteile der Positionen an den Einzelkosten - OB [HÜB16].....	168
Abb. 7.23: Klassifizierung - Konstruktionsklasse 2 [ÖBV RL - Weiße Wannen] .....	169
Abb. 7.24: Einzelkosten: $Kon_2$ , Wandhöhe = 240 cm, Wassersäule = 100 cm [HÜB16] .....	171

Abb. 7.25: Einzelkosten: Kon <sub>2</sub> , Wandhöhe = 340 cm, Wassersäule = 200 cm [HÜB16] .....	172
Abb. 7.26: Bewehrungsgehalt bei Kon <sub>2</sub> - Maxima, Minima und Mittelwerte [HÜB16] .....	173
Abb. 7.27: Klassifizierung - Konstruktionsklasse 1 (A <sub>1</sub> ) [ÖBV RL - Weiße Wannen] .....	175
Abb. 7.28: Einzelkosten: Kon <sub>1</sub> (A <sub>1</sub> ), Wandhöhe = 240 cm, Wassersäule = 100 cm [HÜB16] .....	177
Abb. 7.29: Einzelkosten: Kon <sub>1</sub> (A <sub>1</sub> +A <sub>s</sub> ), Wandhöhe = 340 cm, Wassersäule = 200 cm [HÜB16] .....	178
Abb. 7.30: Klassifizierung - Konstruktionsklasse 1 (A <sub>s</sub> ) [ÖBV RL - Weiße Wannen] .....	179
Abb. 7.31: Einzelkosten: Kon <sub>1</sub> (A <sub>s</sub> ), Wandhöhe = 240 cm, Wassersäule = 100 cm [HÜB16] .....	180
Abb. 7.32: Bewehrungsgehalt bei Kon <sub>1</sub> - Maxima, Minima und Mittelwerte [HÜB16] .....	181

### 9.3 Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1: Zuordnung der Erscheinungsformen zu den Lastfällen [HÜB16] .....	4
Tab. 2.2: Lastfälle in Abhängigkeit vom Regelwerk [HÜB16] .....	7
Tab. 3.1: Lastfallabhängige Abdichtungsmaßnahmen [ÖNORM B 3692] .....	12
Tab. 3.2: Vergleich der Abdichtungsvarianten [HÜB16] - in Anlehnung an [PEC06] .....	17
Tab. 4.1: Anforderungsklassen [ÖBV RL - Weiße Wannen] .....	27
Tab. 4.2: Wasserdruckklassen [ÖBV RL - Weiße Wannen] .....	27
Tab. 4.3: Konstruktionsklassen für geschalte Bauteile [ÖBV RL - Weiße Wannen] .....	28
Tab. 4.4: Konstruktionsklassen für die Elementwandbauweise [VÖB RL - WU] .....	35
Tab. 4.5: Anforderungen an den Kernbeton der Elementwand [HÜB16] .....	41
Tab. 5.1: Zulässige Abmessungen und Massen gemäß KFG [HÜB16] .....	67
Tab. 5.2: Kapazität Semitieflder, Elementlänge 4,80 m, Elementbreite 2,37 m [HÜB16] .....	69
Tab. 5.3: Kapazität Innenlader, Elementlänge 4,80 m, Elementbreite 3,37 m [HÜB16] .....	72
Tab. 6.1: Zusammenfassung der Arbeitsschritte - Elementwandbauweise [HÜB16] .....	99
Tab. 6.2: Zusammenfassung der Arbeitsschritte - Ortbetonbauweise [HÜB16] .....	116
Tab. 7.1: Grundformel der Baukalkulation [KAL14] .....	117
Tab. 7.2: Darstellung der Aufwandswerte [HÜB16] .....	117
Tab. 7.3: Darstellung der Materialpreise (exkl. USt.) [HÜB16] .....	118
Tab. 7.4: Nicht-veränderliche Parameter (EW-Bauweise) [HÜB16] .....	121
Tab. 7.5: Veränderliche Parameter (EW-Bauweise) [HÜB16] .....	122
Tab. 7.6: Abstufung der Stoßfugenbewehrung [HÜB16] .....	122
Tab. 7.7: Nicht-veränderliche Parameter (OB-Bauweise) [HÜB16] .....	123
Tab. 7.8: Veränderliche Parameter (OB-Bauweise) [HÜB16] .....	124
Tab. 7.9: Übergreifungsstoßlänge $l_0$ und Faktor $f$ [HÜB16] .....	124
Tab. 7.10: Lastaufstellung (Lastfall 1) [HÜB16] .....	126
Tab. 7.11: Lastaufstellung (Lastfall 2) [HÜB16] .....	128
Tab. 7.12: Bodenkennwerte der Hinterfüllung [HÜB16] .....	129
Tab. 7.13: Aufwandswerte Elementwandbauweise [HÜB16] .....	132
Tab. 7.14: Zeitmessung Versetzvorgang mittels Turmdrehkran [HÜB16] .....	133
Tab. 7.15: Aufwandswerte Ortbetonbauweise [HÜB16] .....	136

Tab. 7.16: Grundlagen für den AW des VÖBV [HÜB16] .....	138
Tab. 7.17: Grundlagen für den AW nach Platz [HÜB16] .....	138
Tab. 7.18: Grundlagen für den AW nach Toffel [HÜB16] .....	139
Tab. 7.19: Maßgebende Eingangsparameter für Abb. 7.10 und Abb. 7.12 [HÜB16].....	141
Tab. 7.20: Im Grundpreis inkludierte Schalendicken [HÜB16] .....	142
Tab. 7.21: Beispiele für Listenpreise (Grundpreise) [HÜB16].....	143
Tab. 7.22: Ermittlung des Grundpreises für die Kalkulation [HÜB16].....	143
Tab. 7.23: Ermittlung des Positionspreises für Bewehrung [HÜB16] .....	145
Tab. 7.24: Drahtdurchmesser der Gitterträger [HÜB16] .....	146
Tab. 7.25: Zusammenfassung der Grundpreise und Positionspreise [HÜB16].....	148
Tab. 7.26: Ermittlung des Preises für Beton [HÜB16] .....	148
Tab. 7.27: Zusammenfassung der Preise für Beton [HÜB16] .....	149
Tab. 7.28: Ermittlung des Preises für verlegte Bewehrung [HÜB16].....	150
Tab. 7.29: Ermittlung des Preises für Bewehrungspositionen [HÜB16] .....	151
Tab. 7.30: Ermittlung der Transportkosten für die Bewehrungspositionen [HÜB16].....	152
Tab. 7.31: Ermittlung der Kosten für Schalungsmaterial [HÜB16] .....	153
Tab. 7.32: Ermittlung der Kosten für das beschichtete Fugenblech [HÜB16] .....	153
Tab. 7.33: Ermittlung der Kosten für die Sollrissfugenschienen (h=2,40m) [HÜB16] .....	154
Tab. 7.34: Ermittlung der Kosten für die Sollrissfugenschienen (h=340m) [HÜB16] .....	154
Tab. 7.35: Ermittlung der Kosten für Wellenanker + Teller Mutter [HÜB16].....	154
Tab. 7.36: Kostenermittlung - EW, d = 30 cm, Kon <sub>2</sub> , Wandhöhe = 240 cm, Wassersäule = 100 cm, LF1+LF2, Stoßfugenabdichtung [HÜB16].....	162
Tab. 7.37: Kostenermittlung - OB, d = 30 cm, Kon <sub>2</sub> , Wandhöhe = 240 cm, Wassersäule = 100 cm, LF1+LF2 [HÜB16] .....	167
Tab. 7.38: Bewehrungsgehalte in [kg/m <sup>3</sup> ] zu Abb. 7.24 [HÜB16] .....	174
Tab. 7.39: Bewehrungsgehalte in [kg/m <sup>3</sup> ] zu Abb. 7.25 [HÜB16] .....	174
Tab. 7.40: Bewehrungsgehalte in [kg/m <sup>3</sup> ] zu Abb. 7.28 [HÜB16] .....	182
Tab. 7.41: Bewehrungsgehalte in [kg/m <sup>3</sup> ] zu Abb. 7.29 [HÜB16] .....	182
Tab. 7.42: Bewehrungsgehalte in [kg/m <sup>3</sup> ] zu Abb. 7.31 [HÜB16] .....	182
Tab. 7.43: Einzelkosten Elementwand d=30cm, h=2,40m, W <sub>0</sub> [HÜB16].....	183
Tab. 7.44: Einzelkosten Ortbetonwand, doppelhäuptig, d=30cm, h=2,40m, W <sub>0</sub> [HÜB16] .....	184
Tab. 7.45: Einzelkosten Ortbetonwand, einhäuptig, d=30cm [HÜB16] .....	185

## 9.4 Formelverzeichnis

Formel 4.1: Grenzzustandsgleichung .....	20
Formel 7.1: Rabattermittlung.....	143

## 9.5 Literaturverzeichnis

- [ADA10] Adam, D: Grundbau und Bodenmechanik 1 Skriptum - Teil: Untergrund, 2. Auflage - Wien: TU Wien, 2010
- [AIG03] Aigner, M.: Aufwandswerte für Stahlbetonarbeiten - Ein kritischer Vergleich von Literaturangaben, Diplomarbeit am Institut für Baubetrieb und Bauwirtschaft der TU Graz - Graz, 2003
- [ARH16] Institut für Zeitwirtschaft und Betriebsberatung Bau (Hrsg.): Arbeitszeit-Richtwerte Tabelle Hochbau mit Handbuch Arbeitsorganisation Bau - Schalarbeiten, Rahmenschalung Wände, Stützenschalung - Neu-Isenburg: ztv Zeittechnik-Verlag GmbH, 2016
- [BER09] Bergmeister K., Fingerloos F., Wörner J.: Beton-Kalender 2009: Konstruktiver Hochbau - Aktuelle Massivbaunormen - Berlin: Ernst & Sohn, 2009
- [EHG11] Ehgartner J.: Toleranzen im Hochbau, Fachartikel in der Fachzeitschrift für Baurecht, Baubetriebswirtschaft und Baumanagement "bau aktuell", Ausgabe März 2011
- [FDU] fdu GmbH & Co. KG (Hrsg.): Montageanleitung Elementwände - Georgsmarienhütte (Ort)
- [FRI11] Fritsche G., Blasy R.: Bewehrungsatlas 2012 - St. Margarethen/Lungau: Blasy Holding- und Verwaltungsges.m.b.H., 2011
- [GIT09] Fachvereinigung Betonbauteile mit Gitterträgern (Hrsg.): Montageanleitung Elementwände, Stand 09/2009 - Burgwedel: Fachvereinigung Betonbauteile mit Gitterträgern e.V., 2009
- [HEN02] Henning O., Knöfel D.: Baustoffchemie - Eine Einführung für Bauingenieure und Architekten, 6. Auflage - Berlin: HUSS-Medien GmbH, 2002
- [HOF08] Hofstadler C.: Schalarbeiten - Technologische Grundlagen, Sichtbeton, Systemauswahl, Ablaufplanung, Logistik und Kalkulation - Berlin, Heidelberg: Springer Verlag, 2008
- [HOF11] Hofstadler C., Franzl G.: Bewehrungsarbeiten im Baubetrieb, 1. Auflage - Deutsch Goritz: Verband Österreichischer Biege- und Verlegetechnik, 2011
- [HOH05] Hohmann, R.: Fugenabdichtung bei wasserundurchlässigen Bauwerken aus Beton - Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2005
- [HOH16] Hohmann, R.: Elementwände im drückenden Grundwasser, 1. Auflage - Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2016

- [HÜB16] Eigenes Bilderarchiv und eigenhändig erstellte Grafiken, Tabellen und Abbildungen. Hilfsmittel: Microsoft Excel, ClickCharts Flussdiagrammsoftware, Nemetschek Allplan, SCIA Engineer
- [KAH13] Kahmer, H. (Hrsg.): Die Technik zu Decke und Wand, 3. Auflage - Erlensee: Syspro-Gruppe Betonfertigteile e. V., 2013
- [KAL14] Kropik, A.: Kalkulation & Kostenrechnung im Baubetrieb, Skriptum zur Vorlesung, Ausgabe WS 2014/2015 - Wien: TU Wien, 2014
- [KER02] Kerkeni N., Hegger J., Kahmer H.: Mindestbewehrung von weißen Wannern aus Doppelwänden, Beton- und Stahlbetonbau 97, 2002, Heft 1
- [KOL11] Kollegger, J.: Betonbau 1 Skriptum, 4. Auflage - Wien: TU Wien, 2011
- [KOLB13] Kolbitsch, A.: Hochbaukonstruktionen I Teil A Skriptum - Wien: TU Wien, März 2013
- [KRA10] Krapfenbauer, T.: Bautabellen, 17. Ausgabe - Wien: Verlag Jugend & Volk GmbH, 2010
- [KRO14] Kropik, A.: Mittellohnpreis Kalkulation, Übungs- und Schulungsheft - Wien: Wirtschaftskammer Österreich, Geschäftsstelle Bau, 2014
- [LOH13] Lohmeyer, G., Ebeling K.: Weiße Wannern - einfach und sicher, Konstruktion und Ausführung wasserundurchlässiger Bauwerke aus Beton, 10. Auflage - Düsseldorf: Verlag Bau+Technik GmbH, 2013
- [LUF10] Bonk, M. (Hrsg.): Lufsky Bauwerksabdichtung, 7. Auflage - Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag - Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, 2010
- [MAB16] Planunterlagen der Firma MABA Fertigteileindustrie GmbH
- [MAR11] Marrié, P.: Neubau einer Palettenumlaufanlage in Frankreich für die Herstellung von Elementdecken, Doppelwänden und kernisolierten Doppelwänden, Fachartikel in dem Fachmagazin für technische und kaufmännische Führungskräfte in der Beton- und Fertigteileindustrie "BWI - BetonWerk International", Ausgabe März 2011
- [MEI90] Meier, E.: Zeitaufwandtafeln für die Kalkulation von Hochbau- und Stahlbetonarbeiten, 3. Auflage - Wiesbaden und Berlin: Bauverlag GmbH, 1990
- [MÖL12] Möller, G.: Geotechnik kompakt Band 2: Grundbau nach Eurocode 7, 4. Auflage - Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2012

- [OBE16] Planunterlagen der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG
- [OLE06] Olesen, G.: Kalkulationstabellen Hochbau, 12., überarbeitete Auflage - Berlin: Fachverlag Schiele & Schön GmbH, 2006
- [OTT11] Schach R., Otto J.: Baustelleneinrichtung, Grundlagen - Planung - Praxishinweise - Vorschriften und Regeln, 2. Auflage - Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag | Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, 2011
- [PAS16] Paschal-Werk G. Maier GmbH (Hrsg.): Schalungs-Handbuch, Ausgabe 02.2016/2,5
- [PEC06] Pech, A.; Kolbitsch, A.: Keller, 1. Auflage - Wien: Springer-Verlag, 2006
- [PL JOR] Preisliste 2016 der Fa. JORDAHL H-BAU Österreich GmbH; Anbieter eines Sortiments von technischen Einbauteilen
- [PL ROH] Preisliste 2016 für Wien, NÖ-Nord, NÖ-Süd und das Burgenland der Rohrdorfer Baustoffe Austria AG; Produzent von Transportbeton und Gesteinskörnungen
- [PL OBE] Preisliste 2016 der Fa. Franz Oberndorfer GmbH & Co KG; Betonfertigteilproduzent
- [PLÜ08] Plümecke, K.: Preisermittlung für Bauarbeiten, 26. Auflage - Köln: Verlagsgesellschaft Rudolf Müller GmbH & Co. KG, 2008
- [SCH11] Schweighofer, A.: Zwangsspannungen im jungen Beton in Bodenplatten und Wänden, Dissertation - Wien: TU Wien, 2011
- [SIC12] Arbeitsgemeinschaft Sicherheit am Bau - Bundesgesinnung Bau, AUVA, BUAK (Hrsg.): Sicherheit am Bau, Ausgabe 2012 - Wien, 2012
- [STR08] Straczek-Helios, P.: Transportlogistik im Bauwesen, Diplomarbeit am Institut für interdisziplinäres Bauprozessmanagement der TU Wien - Wien, 2008
- [SYS09] Montageanleitung für Doppel- und Thermowände - Erlensee: Syspro-Gruppe Betonfertigteile e. V., 2009
- [ZEM02] Verein Deutscher Zementwerke e.V. (Hrsg.): Zement-Taschenbuch 2002, 50. Ausgabe - Düsseldorf: Verlag Bau+Technik GmbH, 2002
- [ZTK16] Unterlagen des Ziviltechnikerbüros DI Ernst Kuttner - Mit freundlicher Genehmigung von DI Ernst Kuttner - 2331 Vösendorf
- [@ADI] <http://www.adicon.at/> - Internetseite adicon®; Unternehmen, das planmäßige und sanierende Bauwerksabdichtungen ausführt; zuletzt abgerufen:

07.08.2016

- [@AVE] <http://www.avermann.de/> - Internetseite Avermann Maschinenfabrik GmbH & Co. KG; Produzent von Anlagentechnik für die Betonfertigteilindustrie; zuletzt abgerufen: 23.09.2016
- [@DOK] <https://www.doka.com/> - Internetseite Doka Österreich GmbH; Produzent von Schalungstechnik; zuletzt abgerufen: 12.09.2016
- [@EBA] <http://www.ebawe.com/> - Internetseite EBAWE Anlagentechnik GmbH; Produzent von Anlagentechnik für die Betonfertigteilindustrie; zuletzt abgerufen: 29.09.2016
- [@FEL] <http://www.felbermayr.at/> - Internetseite Felbermayr Holding GmbH; Transport- und Hebetchnik; zuletzt abgerufen: 01.08.2016
- [@GUE] <http://www.gueteschutzverband.at> - Internetseite Güteschutzverband für Bewehrungsstahl; zuletzt abgerufen: 03.08.2016
- [@LAN] <http://www.langendorf.de/> - Internetseite Langendorf GmbH; Produzent von Nutzfahrzeugen; zuletzt abgerufen: 04.09.2016
- [@MAB] <http://www.maba.at/> - Internetseite MABA Fertigteilindustrie GmbH; Betonfertigteilproduzent; zuletzt abgerufen: 12.09.2016
- [@OBE] <http://www.oberndorfer.at/> - Internetseite Franz Oberndorfer GmbH & Co KG; Betonfertigteilproduzent; zuletzt abgerufen: 16.09.2016
- [@SOM] <http://www.sommer-precast.de/> - Internetseite SOMMER Anlagentechnik GmbH; Produzent von Anlagentechnik für die Betonfertigteilindustrie; zuletzt abgerufen: 09.10.2016, zuvor: <http://www.sommer-landshut.de/>
- [@VOL] <http://www.vollert.de/> - Internetseite Vollert Anlagenbau GmbH; Produzent von Anlagentechnik für die Betonfertigteilindustrie; zuletzt abgerufen: 29.09.2016
- [@WEC] <http://www.weckenmann.com/de/> - Internetseite Weckenmann Anlagentechnik GmbH & Co. KG; Produzent von Anlagentechnik für die Betonfertigteilindustrie; zuletzt abgerufen: 29.09.2016

## 9.6 Normenverzeichnis

- [ÖNORM B 1990-1] ÖNORM B 1990-1: 2013-01-01, Grundlagen der Tragwerksplanung, Teil 1: Hochbau, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 und nationale Ergänzungen
- [ÖNORM B 1991-1-1] ÖNORM B 1991-1-1: 2011 12 01, Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen
- [ÖNORM B 1992-1-1] ÖNORM B 1992-1-1: 2011-12-01, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen
- [ÖNORM B 2209] ÖNORM B 2209: 2014-11-15, Bauwerksabdichtungen - Werkvertragsnorm
- [ÖNORM B 3692] ÖNORM B 3692: 2014-11-15, Planung und Ausführung von Bauwerksabdichtungen
- [ÖNORM B 4434] ÖNORM B 4434: 1993-01-01, Erddruckberechnung
- [ÖNORM B 4435-2] ÖNORM B 4435-2: 1999-10-01, Erd- und Grundbau, Flächengründungen, EUROCODE-nahe Berechnung der Tragfähigkeit
- [ÖNORM B 4710-1] ÖNORM B 4710-1: 2007-10-01, Beton - Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis (Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206-1 für Normal- und Schwerbeton)
- [ÖNORM EN 13369] ÖNORM EN 13369: 2013-06-01, Allgemeine Regeln für Betonfertigteile
- [ÖNORM EN 14992] ÖNORM EN 14992: 2012-09-01, Betonfertigteile - Wandelemente
- [ÖNORM EN 1990] ÖNORM EN 1990: 2013-03-15, Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)
- [ÖNORM EN 1991-1-1] ÖNORM EN 1991-1-1: 2011 09 01, Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht

- und Nutzlasten im Hochbau (konsolidierte Fassung)
- [ÖNORM EN 1992-1-1] ÖNORM EN 1992-1-1: 2015-02-15, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)
- [ONR 23303] ONR 23303: 2010-09-01, Prüfverfahren Beton (PVB) - Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe
- [ÖNORM EN 1766] ÖNORM EN 1766: 2000-07-01, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Prüfverfahren - Referenzbetone für Prüfungen
- [ÖNORM B 4707] ÖNORM B 4707: 2014-07-01, Bewehrungsstahl - Anforderungen, Klassifizierung, Konformitätsnachweis
- [ÖNORM EN 13670] ÖNORM EN 13670: 2010-04-15, Ausführung von Tragwerken aus Beton
- [DIN 4095] DIN 4095: 1990-06-00, Dränung zum Schutz baulicher Anlagen - Planung, Bemessung und Ausführung
- [DIN 18195] Normenreihe DIN 18195: Bauwerksabdichtungen
- [DIN 18195-4] DIN 18195-4: 2011-12-00, Bauwerksabdichtungen – Teil 4: Abdichtungen gegen Bodenfeuchte (Kapillarwasser, Haftwasser) und nichtstauendes Sickerwasser an Bodenplatten und Wänden, Bemessung und Ausführung
- [DIN 18195-6] DIN 18195-6: 2011-12-00, Bauwerksabdichtungen – Teil 6: Abdichtungen gegen von außen drückendes Wasser und aufstauendes Sickerwasser, Bemessung und Ausführung
- [DIN 18218] DIN 18218: 2010-01-00, Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen

## 9.7 Verzeichnis der Richtlinien und Merkblätter

- [DAfStb-RL - WU] DAFStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie), Ausgabe November 2003, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - DAFStb, Berlin  
und Berichtigung zur WU-Richtlinie (DAfStb im März 2006)
- [Erläuterungen WU-RL] Erläuterungen zur WU-Richtlinie, DAFStb-Heft 555, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin 2006
- [ÖBV Merkblatt - BW] Merkblatt Bentonitgeschützte Betonbauwerke - Braue Wannens, Ausgabe September 2010, Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Wien
- [ÖBV RL - Weiße Wannens] Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wannens, Ausgabe März 2009, Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Wien
- [OIB-Richtlinie 4] OIB-Richtlinie 4 - Nutzungssicherheit und Barrierefreiheit, Ausgabe März 2015, Österreichischen Institut für Bautechnik, Wien
- [VÖB RL - DW] VÖB Richtlinie Montageanleitung für Doppelwände, Stand: April 2015, Verband Österreichischer Beton- und Fertigteilwerke, Wien
- [VÖB RL - WU] VÖB Richtlinie - Wasserundurchlässige Betonbauwerke in Fertigteilbauweise, Stand: August 2011, Verband Österreichischer Beton- und Fertigteilwerke, Wien

## **10 Eidesstattliche Erklärung**

Hiermit erkläre ich, dass ich die hier vorliegende Diplomarbeit selbständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel nicht benutzt, sowie der Literatur wörtlich und inhaltlich entnommene Stellen als solche gekennzeichnet habe. Die Arbeit wurde bisher in gleicher oder ähnlicher Form keiner anderen Prüfungskommission vorgelegt und auch nicht veröffentlicht.

Hennersdorf, am 11.10.2016

---

Matthias Hübsch